

Zur Straßenbaulagung vom 17. bis 19. September 1953 in München.

Beton- und anderer zementgebundener Unterbau für Straßendecken.

Von Reg.-Baumeister a. D. Gerhard Streit, Hannover.

Betonfahrbahndecken sind Straßenbefestigungen, bei denen die Tragschicht und im allgemeinen zugleich die Tragschicht aus Beton besteht. Ein besonderer Unterbau erübrigt sich, wenn die Decken eine ausreichende Dicke ausgeführt werden. Straßendecken, die selbst nicht biegefest sind, wie z. B. Pflasterdecken und bituminöse Decken, bedürfen eines besonderen Unterbaues, der neben einer ausreichenden Tragfähigkeit eine gute, breitflächige Lastübertragung auf den Untergrund verbürgen muß. Die heutigen schweren Lasten und hohen Geschwindigkeiten bewirken statische und dynamische Beanspruchungen, wie sie noch vor wenigen Jahren nicht bekannt waren. Die meisten Straßen sind für solche Belastungen nicht gebaut worden. Viele Zerstörungen an Straßendecken haben ihre Ursache in einem ungeeigneten Unterbau. Selbst dort, wo die Decken noch standhalten bzw. durch laufende Unterhaltung instandgehalten werden, lassen Wellen und Stufenbildungen erkennen, daß der Unterbau in Bewegung ist und einer allmählichen Zerstörung entgegengeht. Der klassische Packlageunterbau, der aus einer großen Zahl kleiner Einzelsteine mit wechselnden Formen, unzureichenden Setzflächen und zahlreichen Hohlräumen besteht, ist, wie heute von maßgeblichen Straßenfachleuten anerkannt wird, nicht in der Lage, die schweren Lasten gleichmäßig auf den Untergrund weiterzuleiten. Wenn geringwertiges Gestein verwendet wird, das unter dem Einfluß von Verwitterung und Verkehr fortschreitend zerfällt und zermahlen wird, ist der Unterbau schon nach wenigen Jahren nicht mehr brauchbar. Bei dem heute üblichen flachen Querprofil fehlt die Vorspannung und Gewölbewirkung des Packlageunterbaues. Die an den Straßenunterbau zu stellende Forderung, als Platte zu wirken, kann der Packlageunterbau in seiner bisherigen Ausführungsweise nicht erfüllen. Durch die Verwendung von Zement ergeben sich nun verschiedene Möglichkeiten, diese Wirkung zu erzielen.

1. Betonunterbau.

Der Unterbau aus Zementbeton ist seit Jahrzehnten bekannt und findet vorwiegend Anwendung im städtischen Straßenbau. Er erfüllt weitgehend die Anforderungen des modernen Verkehrs. Die homogene Betonplatte besitzt bei entsprechendem Aufbau des Betons eine hohe Biegezugfestigkeit. Selbst wenn sich in der Betonplatte Risse bilden, sind die verbleibenden Plattenteile großflächig genug, eine gleichmäßige Lastverteilung zu bewirken, Untergrundsetzungen, die durch ungleich tragfähigen Boden entstehen, zu überbrücken und die Ebenförmigkeit der Fahrbahndecke zu gewährleisten. Als Unterbau für bituminöse Decken bietet der Beton noch den besonderen Vorzug, daß er mit einer vollkommen ebenen bzw. dem verlangten Profil genau entsprechenden Oberfläche hergestellt werden kann. Dadurch wird dem ungleichmäßigen Komprimieren bituminöser Decken vorgebeugt. Falls erforderlich, kann die Oberfläche jedoch auch beliebig rau gestaltet werden. Durch Änderung der Dicke und der Betongüte kann der Unterbau allen örtlichen Verhältnissen leicht angepaßt werden. Der Betonunterbau ist ganz allgemein anwendbar, da die Zuschlagstoffe, an die geringere Ansprüche als beim Betonstraßenbau gestellt werden können, überall zu haben sind. Die Packlage erfordert einen hohen Lohnaufwand, da sie nur von Hand gesetzt werden kann. Der Arbeitsvorgang beim Betonunterbau läßt sich dagegen weitgehend mechanisieren und ein schneller Arbeitsfortschritt dadurch erzielen.

Die Beanspruchungen, denen der Betonunterbau unterliegt, sind grundsätzlich die gleichen wie bei der Betonfahrbahndecke¹⁾. Die Betonspannungen sind jedoch kleiner. Sie verringern sich mit zu-

nehmender Dicke der auf dem Unterbau gelagerten Decke und mit dem Grad ihrer lastverteilenden Wirkung. Eine steife Decke verteilt die Verkehrslasten auf eine größere Fläche des Betonunterbaues als eine plastische Decke. Eine dickere Decke erniedrigt die Oberflächentemperatur des Unterbaues und verringert damit auch den Temperaturunterschied zwischen Oberfläche und Unterfläche des Unterbaues weit mehr als eine dünne Decke. Die Grenzspannungen, die unter dem Einfluß der Verkehrslasten und der Temperaturunterschiede in einer 20 cm dicken Betonfahrbahndecke auftreten, betragen bei einem Temperaturunterschied zwischen oberer und unterer Fläche von 15 Grad bzw. 18 Grad und einer Achslast von 8 t 48 bzw. 54 kg/cm². Davon entfallen nur rund 15 kg/cm², also weniger als ein Drittel, auf die Verkehrslast, so daß der weitaus größte Anteil aus der Beanspruchung infolge ungleichförmiger Temperaturverteilung stammt²⁾. Eine 7 cm dicke Decke auf einem 15 cm dicken Betonunterbau verringert den Temperaturunterschied innerhalb der Betonplatte auf 11 Grad, so daß sich bei derartig dicken Decken auch die Spannungen im Unterbau erheblich verringern. Es empfiehlt sich, Schwarzdecken auf Betonunterbau von 20 cm eine Mindestdicke von 5 cm, auf Betonunterbau von 15 cm eine Mindestdicke von 7 cm zu geben.

Für die Ausführung von Betonunterbau gibt es verschiedene, noch heute gültige Vorschriften, und zwar für Autobahnen die „Anweisung für den Bau von bituminösen Fahrbahndecken“ und die „Anweisung für den Bau von Pflasterdecken“, für Landstraßen die „Technischen Vorschriften für die Ausführung des Deckenunterbaues auf Landstraßen (TVU)“ und die „Richtlinien für die Ausführung des Deckenunterbaues auf Landstraßen (RUL)“³⁾. Hinsichtlich der Deckendicke und der verlangten Betongüte, sowie des Zementgehaltes unterscheiden sich diese Vorschriften wesentlich voneinander.

Dicke des Betonunterbaues

für Autobahnen	17 bis 20 cm
	in besonderen Fällen 22 cm
für Landstraßen	17 bis 25 cm

Mindestfestigkeiten nach 28 Tagen

für Autobahnen		
unter bituminösen Decken:	Druckfestigkeit	300 kg/cm ²
	Biegezugfestigkeit	35 kg/cm ²
unter Pflasterdecken:	Druckfestigkeit	250 kg/cm ²
	Biegezugfestigkeit	30 kg/cm ²
für Landstraßen	Druckfestigkeit	200 kg/cm ²
	Biegezugfestigkeit	25 kg/cm ²

Mindestzementgehalt

für Autobahnen	
unter bituminösen Decken	250 kg/m ³
unter Pflasterdecken	230 kg/m ³
für Landstraßen	200 kg/m ³

Für städtische Straßen haben die Stadtverwaltungen eigene Richtlinien herausgegeben.

Neuerdings besteht das Bestreben, den Betonunterbau möglichst mager, also mit einem geringeren Zementgehalt herzustellen. Man erwartet davon eine weitgehende Einschränkung der Rissbildung, so daß man auf Fugen verzichten oder zum mindesten einen großen Fugenabstand wählen kann. Bei Schwarzdecken hat sich nämlich herausgestellt, daß über den Fugen im Betonunterbau Risse in der Decke entstehen. Die bituminösen

¹⁾ G. Streit, „Technische Entwicklung und Probleme des deutschen Betonstraßenbaues“ u. St. 47 (1952), Heft 5, S. 118 ff., und Heft 6, S. 142 ff.

²⁾ Dr.-Ing. Eberle, „Über Betonunterbau für Straßen“ aus „Straßen und Tiefbau, Straßenbau und Straßenbaustoffe“, 1953, Heft 4.

³⁾ „Straßenbau von A bis Z“, Verlag Erich Schmidt, Bielefeld.

Decken, insbesondere die hohlraumarmen, sind nicht genügend zäh und dehnbar, um die Längenänderungen der darunter liegenden Betonplatten mitzumachen, ohne zu reißen. Versuche, die Fugen durch Bitumenpappe zu überbrücken, haben nicht zum Erfolg geführt. Besser scheint das Verfahren zu sein, im Beton über der Fuge eine Aussparung von 5 cm Tiefe und 15 cm Breite herzustellen, die mit Bitumensplitt gefüllt wird. Um alle Schwierigkeiten mit den Fugen zu vermeiden, sollen nach den neuen Vorschlägen die Quertfugen fortfallen. Es ist jedoch abzuwarten, ob nicht um so mehr Risse entstehen, die sich dann in gleicher Weise auf die Decke auswirken wie die Fugen. Zweifellos sind die Anforderungen an den Betonunterbau hinsichtlich der Festigkeiten, wie sie die „Anweisung für den Bau von bituminösen Fahrbahndecken“ der Autobahnen stellt, nicht in dieser Höhe und in jedem Fall gerechtfertigt. Man kann also auf Kosten der Festigkeiten den Zementgehalt verringern. Die Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Betonunterbau“ der Arbeitsgruppe „Betonstraßen“ der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen gehen jedoch an die äußerste untere Grenze, wenn sie eine Mindestdruckfestigkeit von 150 kg/cm^2 und eine Mindestbiegezugfestigkeit von 25 kg/cm^2 nach 28 Tagen für ausreichend bezeichnen. Die für die Bewertung des Betonunterbaues maßgebliche Biegezugfestigkeit liegt so tief unter dem Mindestwert für Betonfahrbahndecken (45 kg/cm^2), daß sie nur unter günstigen Verhältnissen ausreicht, also bei weniger großen Temperaturunterschieden und verhältnismäßig dicken Verschleißdecken. Wenn diese Festigkeiten mit dem geringen Zementgehalt von 150 bis 175 kg/m^3 mit Sicherheit erreicht werden sollen, hat der Aufbau und die Herstellung des Betons besonders sorgfältig zu erfolgen.

Da man von der Möglichkeit der Verwendung billiger, örtlicher Kiessande weitgehend Gebrauch machen möchte, muß die Kornzusammensetzung laufend überprüft werden. Die Sieblinie der Zuschlagstoffe soll im besonders guten, schraffierten Bereich der Sieblinien des „Merkblattes für den Bau von Betonfahrbahndecken“ bzw. in der Nähe der mittleren Sieblinie der „Technischen Vorschriften für die Ausführung des Deckenunterbaues auf Landstraßen (TVU)“ liegen. Ein Grobbeton ergibt bei sachgemäßer Verdichtung im allgemeinen höhere Festigkeiten und eine größere Elastizität. Das Größtkorn soll daher 50 oder 70 mm betragen. Entsprechend der Sieblinie bis 50 mm ist ein Anteil an Grobkorn von 30 bis 50 mm oder 30 bis 70 mm in Höhe von 20 bis 25 % des Gesamtgemenges der Zuschlagstoffe unbedingt zu empfehlen. Beim Fehlen des Grobkorns im Kiessand kann es in Form von Grobkieseln oder Schotter zugegeben werden. Dabei kann auch von Ausfallkörnungen Gebrauch gemacht werden. Wenn der Grobbeton schwer verarbeitbar wird, empfiehlt sich der Zusatz eines plastifizierenden oder luftporenbildenden Mittels. In jedem Falle ist durch Eignungsprüfungen vor Baubeginn festzustellen, ob die verlangten Mindestfestigkeiten mit Sicherheit erreicht werden.

Die sorgfältige Ausführung des Betonunterbaues ist ebenso wichtig wie bei reinen Betonfahrbahndecken. Der geringe Zementgehalt läßt nur eine geringe Festigkeitsreserve zu. Da die niedrige Betongüteklasse nicht so sehr aus Gründen der geringeren Beanspruchung, sondern zwecks Einschränkung der Rissebildung und der Fugenwahl gewählt worden ist, muß man um so sorgfältiger darauf achten, daß die Festigkeiten nicht unterschritten werden. Die Vorbereitung des Untergrundes ist die gleiche, wie bei anderen Straßenbefestigungen. Bei bindigen Böden wird eine den Verhältnissen entsprechende Sauberkeitsschicht aufgebracht. Eine Papierunterlage ist nicht notwendig. Soweit Fugen angeordnet werden, sind sie als Raumfugen von 10 mm Breite auszubilden, am einfachsten durch Einlage von Holzbrettern. Dübel und Anker kommen nur in Frage, wenn ein ungleichmäßiges Setzen der Platten erwartet wird, z. B. auf hohen Dämmen, bei Bauwerkshinterfüllungen und auf sandigem Untergrund. Verteilergeräte sind zweckmäßig, aber nur bei größeren Ausführungen zu verlangen.

Der Betonunterbau kann in einer oder in zwei Lagen verdichtet werden. Die Verdichtung des einlagigen Betons ist grundsätzlich mit Fertigern durchzuführen. Beim Einbau in zwei Lagen ist für die Verdichtung der unteren Lage die Verwendung von maschinell angetriebenen Kleingeräten zugelassen. Die Oberflächengestaltung des Unterbaues ist verschieden, je nachdem ob Pflaster- oder bituminöse Decken aufgebracht werden. Unter Pflasterdecken bleibt

die Oberfläche so glatt, wie sie der Fertiger herstellt. Unter bituminösen Decken von weniger als 5 cm Dicke ist es zweckmäßig, die Oberfläche rau zu halten, z. B. durch Riffeln mit einer scharfkantigen Bohle bzw. einer Riffelwalze oder durch Eindringen von Grobsplitt in den verdichteten Beton. Die Nachbehandlung des Betonunterbaues ist die gleiche wie bei Betonfahrbahndecken.

Wie bereits erwähnt, ist die Rissebildung in bituminösen Belägen über den Fugen des Betonunterbaues eine unangenehme Erscheinung, die man durch sehr großen Fugenabstand möglichst ausschalten will. Je größer jedoch der Fugenabstand ist, desto größer sind auch die sich in den Fugen summierenden Bewegungen und Spannungen. Wählt man dagegen den Fugenabstand sehr klein, so werden auch die Bewegungen in den Fugen klein und die Spannungen im bituminösen Belag so gering, daß er sie aufnehmen kann, ohne zu reißen. Aus diesen Überlegungen heraus wurde seinerzeit der Kirschner'sche Betonquaderunterbau geschaffen. Er besteht aus Platten von $80 \times 80 \text{ cm}$, bzw. $100 \times 100 \text{ cm}$, die in versetzbaren Stahlrahmen auf dem Planum hergestellt werden. In die Oberfläche werden Vertiefungen eingedrückt. Unter die Schwarzdecke kommt eine Schotterzwischenlage, die in die Vertiefungen eingreift und das Schieben der Schwarzdecke verhindert. Das engmaschige Fugennetz hat sich nach den bisherigen Erfahrungen bewährt. Risse im Belag sollen sich nicht gezeigt haben. Da die Ausführungen in Ostdeutschland liegen, können sie leider zur Zeit nicht besichtigt werden.

Neuerdings führt eine bekannte Straßenbaufirma Betonunterbau aus, der in Platten von 2,50 m Länge und 3,75 m Breite (halbe Fahrbahnbreite) hergestellt wird. Die Quertfugen sind Scheinfugen und liegen schräg zur Straßennachse. Verwendet wird ein Grobbeton mit 150 kg/m^3 Zementgehalt. Zur Verzahnung der Schwarzdecke mit dem Unterbau wird bituminierter Grobsplitt mit dem Fertiger in den Beton eingerüttelt. Bei Aufteilung des Betonunterbaues in verhältnismäßig kleine Platten kann der Zementgehalt höher gewählt werden als bei dem fugenlosen oder fugenarmen Beton. Die erforderlichen Festigkeiten lassen sich also mit größerer Sicherheit erreichen.

2. Zementvermörtelte Packlage.

Die gewalzte gewöhnliche Packlage besitzt noch 25 bis 40 % an Hohlräumen. Eine wesentliche Verbesserung der Packlage erreicht man durch Verfüllung dieser Hohlräume mit Beton bzw. Zementmörtel. Dadurch entsteht ein dichter Unterbau, der das Hochpumpen von weichen Böden oder Wasser aus dem Untergrund verhindert. Der Beton bzw. Zementmörtel verkittet die Packlagesteine untereinander, so daß an Stelle des Unterbaues aus Einzelsteinen eine tragfähige Platte entsteht. Die zementvermörtelte Packlage besitzt zwar eine geringere Biegezugfestigkeit als der Betonunterbau. Bedeutsam ist aber die Erzielung einer großen Bewegungsträgheit durch den hohen Anteil an großen Steinen.

Zementvermörtelte Packlage ist in den Vorkriegsjahren bereits in beträchtlichem Umfang ausgeführt worden. Sie wird auch in Zukunft an Stelle des Betonunterbaues dort bevorzugt anzuwenden sein, wo Steinbrüche, die Packlagematerial liefern, frachtgünstig zur Baustelle liegen. Großversuche wurden seinerzeit bei Speyer, bei Saarbrücken und vor allem auf der Braunschweiger Versuchsbahn durchgeführt. Die Dauerversuche bei Braunschweig ergaben eine große Überlegenheit des Betonunterbaues und der zementvermörtelten Packlage gegenüber der üblichen Packlage und dem Schotterunterbau. Nach einer Belastung von 500 000 t betrugen die Bodenpressungen beim Betonunterbau nur ein Sechstel, bei der zementvermörtelten bzw. betonverstärkten Packlage nur ein Drittel der Werte des gewöhnlichen Packlageunterbaues. Auf der Braunschweiger Versuchsstraße wurde zur Verstärkung der Packlage ein erdfeuchter Beton verwendet, der die Hohlräume zwischen den Steinen nur unvollkommen ausfüllte. Wenn statt des erdfeuchten Betons ein weicher Zementmörtel verwendet und eingerüttelt wird, verbinden sich die Steine besser zu einer Platte, wodurch die Bodenpressungen noch geringer werden. Nach Beendigung der Versuche lagen die zementgebundenen Unterbauarten noch völlig einwandfrei, während die anderen Bauarten große Unebenheiten und Zerstörungen aufwiesen.

Wenn die Packlage vermörtelt wird, braucht man sich nicht an das übliche Format der Packlagesteine zu halten. Es können auch Rohsteine anderer Form, abgängige Pflastersteine oder Findlingssteine verwendet werden. Die Höhe der Steine soll

möglichst gleich der geforderten Höhe des Unterbaues sein, möglichst nicht unter 20 cm. Als Zuschlagstoff für den Mörtel eignet sich Sand 0/7 mm. Natursand ist gebrochenem Sand vorzuziehen, da der Mörtel geschmeidiger wird. Aus dem gleichen Grund soll der Sand genügend feine Bestandteile enthalten. Die Sieblinie soll etwa an der oberen Grenze des besonders guten, schraffierten Bereiches für Sand allein nach dem „Merkblatt für den Bau von Betonfahrbahndecken“ liegen. Ein plastifizierendes Zusatzmittel kann gegebenenfalls beigegeben werden.

Die Packlagesteine werden in der üblichen Weise gesetzt. Ein mäßiges Verzwicken der Steine erscheint notwendig, um den Mörtelbedarf auf ein Mindestmaß herabzusetzen. Die Packlage wird vor oder nach dem Einfüllen des Zementmörtels abgewalzt. Das vorherige Abwalzen ist zweckmäßiger, weil die Oberfläche dadurch so weit profiliert wird, daß das Rüttelgerät zum Einrütteln des Mörtels eingesetzt werden kann, ohne es zu sehr zu beanspruchen. Der Zementmörtel wird zweckmäßigerweise in zwei Lagen aufgebracht, die erste Lage in dünnbreiiger, die zweite Lage in mäßig weicher Konsistenz. Der Zementgehalt des Mörtels beträgt 300 kg/m³, der Gesamt-Mörtelverbrauch 50 bis 60 Liter/m². Durch Bearbeiten mit einer Rüttelplatte dringt der Mörtel in die Hohlräume zwischen den Steinen ein und füllt selbst kleinere Spalten gut aus. Wenn eine bituminöse Decke aufgebracht werden soll, wird der zwischen den Packlageköpfen liegende Mörtelbereich mit Piassawa- oder Stahlbesen ausgekehrt, wodurch eine rauhe Oberfläche des Unterbaues entsteht. Wenn Steine verwendet werden, die um mehr als etwa 2 bis 3 cm niedriger sind, als die Dicke des Unterbaues betragen soll, so wird auf der oberen Mörtellage vor ihrer Bearbeitung eine Lage Schotter 25/40 mm ausgebreitet und eingerüttelt. Fugen werden in der zementvermörtelten Packlage nicht angeordnet.

3. Zementvermörtelter Schotter.

Das Verfahren der Vermörtelung von Schotter wurde früher bei der sogenannten Zementschotterdecke angewendet. Diese diente unmittelbar als Fahrbahndecke, hat sich jedoch unter schwerem Verkehr nicht bewährt. Die Schottersteine lösen sich unter den unmittelbaren Angriffen des Verkehrs leicht aus dem Mörtelbett. Anders verhält sich ein zementvermörtelter Schotter als Unterbau. Ein in mehreren Lagen eingebrachter Schotter, der durch Rütteln verdichtet wird, ergibt, nach neueren Erfahrungen, einen Unterbau von guter Tragfähigkeit. Tragfähigkeit und Standfestigkeit werden wesentlich verbessert, wenn die Schottersteine noch durch Zementmörtel miteinander verkittet sind. Die Bauweise kommt neben den anderen zementgebundenen Unterbauarten vor allem in Gebieten in Frage, in denen Hartgesteinvorkommen liegen. Der Schotter soll möglichst grobkörnig sein, andererseits aber eine gewisse Kornabstufung besitzen, damit die Hohlräume nicht zu groß werden. Die Dicke des Schotterunterbaues im verdichteten Zustand soll 15 cm betragen. Der Schotter wird eingewalzt und dann mit einer Menge von 50 Liter/m² Zementmörtel gleichmäßig überdeckt. Die Konsistenz des Mörtels soll weich sein, der Zementgehalt 300 kg/m³ betragen. Als Zuschlagstoff für den Mörtel eignet sich am besten Natursand 0/7 mm. Bei Anlieferung in zwei getrennten Korngruppen kann die Korngruppe 3 bis 7 mm auch aus gebrochenem Material bestehen. Der Zusatz eines plastifizierenden Mittels ist angebracht. Der Mörtel wird mittels einer kräftig wirkenden Rüttelplatte oder Rüttelbohle in den Schotter eingerüttelt. Überschüssiger Mörtel an der Oberfläche wird wie bei dem zementvermörtelten Packlageunterbau abgekehrt. Auch hier werden keine Fugen angeordnet.

4. Zementvermörtelter Kiesunterbau.

Durch Vermörtelung von geeignetem Kiessand, der an Ort und Stelle ansteht, läßt sich ein Unterbau schaffen, der für mittelschweren Verkehr genügend tragfähig ist. Wenn es gelingt, den Kiessand auf dem Planum innig mit Zementleim zu mischen, entsteht ein Beton, der dem in der Mischmaschine hergestellten Beton nahekommt. Dabei lassen sich Ersparnisse an Arbeitsaufwand und Kosten erzielen. Da bei der Vermörtelung von Kiessand mit einem größeren Zementgehalt gearbeitet wird, werden die Festigkeiten kaum geringer sein als die eines mageren Betonunterbaues. Mit größeren Streuungen der Festigkeiten muß man allerdings rechnen. Der Kiessand soll eine möglichst gleichmäßige Kornzusammensetzung besitzen. Ein Überschuß an feinem Material begünstigt die unerwünschte Klumpenbildung, ein Überschuß an groben Kieseln

fördert die Entmischung. Eine größere Tiefe als 15 cm läßt sich praktisch schwer vermörteln. Für eine Dicke des Unterbaues von 15 cm braucht man bei einem Zementgehalt von 250 kg/m³ 3 Sack Zement auf 4 m², die auf den gut angefeuchteten Kiessand aufgebracht und mit dem Rechen gleichmäßig verteilt werden. Von wesentlicher Bedeutung für das Gelingen der Vermörtelung ist ein brauchbares Vermörtelungsgerät. Das Mischen von Hand genügt nicht. Die bei der Bodenvermörtelung benutzten Maschinen sind wegen des groben Materials nicht anzuwenden. Bei der Unterbauversuchsstraße bei Lahr in Baden hat sich eine besonders ausgebildete Stachelwalze gut bewährt⁴⁾. Während des Durchmischens des Kiessandes mittels des Vermörtelungsgerätes wird so viel Wasser zugegeben, daß sich eine mäßig weiche Konsistenz ergibt. Zur Verdichtung werden Rüttelplatten oder Rüttelbohlen verwendet. Mit Walzen läßt sich eine für den Unterbau ausreichende Planeinheit nicht erzielen. Außer Arbeitsfugen werden keine Fugen angeordnet.

5. Bodenvermörtelung mit Zement.

Die Bodenvermörtelung mit Zement wurde während des Krieges in großem Umfang zur Herstellung von Flugplatzbefestigungen angewendet. Im allgemeinen wurde der zementvermörtelte Boden mit einer bituminösen Verschleißschicht versehen. Für leichten, vorwiegend gummibereiften Verkehr können zementverfestigte Erdstraßen auch ohne Verschleißschicht ausgeführt werden. Vorwiegend sollte die Bodenvermörtelung jedoch nur als Unterbau dienen. Bei der Bodenvermörtelung wird geeigneter anstehender Boden durch Beimischung von Bindemitteln verfestigt. Während für die Herstellung von Beton stark huminhaltige Zuschlagstoffe nicht verwendet werden dürfen und auch der zulässige Gehalt an abschlämmbaren Bestandteilen (Lehm, Ton) eng begrenzt ist, lassen sich humin- und tonhaltige Böden unter gewissen Voraussetzungen mit Zement binden, wobei Festigkeiten erreicht werden, die für einen Straßenunterbau ausreichen. Sandige Böden ohne ausreichenden Gehalt an Feinstanteil werden durch Zusatz von bindigem Boden verbessert. Das bereits im Jahre 1940 erschienene „Vorläufige Merkblatt für den Bau von zementverfestigten Erdstraßen“ gibt die Prüfverfahren an, die zur Feststellung der Eignung des Bodens für die Verfestigung mit Zement anzustellen sind. Eine chemische Prüfung der Böden wird im allgemeinen nicht durchgeführt. Die Kornzusammensetzung wird bestimmt und der Anteil an bindigen Teilen durch die Schlämmanalyse ermittelt. An Hand von Würfelproben mit dem Zement-Boden-Gemisch (7 cm Kantenlänge) werden die Festigkeiten ermittelt. Es gibt zwei Prüfungsarten, die gewöhnliche Prüfung und die Schnellprüfung. Die gewöhnliche Prüfung stellt die Druckfestigkeit nach 28 Tagen fest, die Schnellprüfung nach 7 Tagen, nachdem die Probekörper 6 Tage unter Wasser von 65 Grad gelagert haben. Als Ersatz für die Frostprüfung wird der Kristallisationsversuch mittels gesättigter Sodalösung durchgeführt.

Ausgeführt wird die Bodenvermörtelung mit Zement folgendermaßen: Humusschichten werden entfernt. Vorhandene Bodenklumpen sind mindestens bis auf Erbsengröße mit geeignetem Gerät zu zerkleinern. Dann wird der Boden planiert. Der Zementzusatz richtet sich nach dem Ergebnis der Eignungsprüfung. Bei einer Dicke der Verfestigung von 15 cm beträgt der Zementbedarf mindestens 30 kg/m², im Mittel 40 kg/m². Bei dem einfachsten Verfahren, das ohne Spezial-Vermörtelungsmaschinen arbeitet, wird der Zement von Hand gleichmäßig auf den Boden verteilt. Es muß so viel Wasser zugesetzt werden, daß eine gleichmäßig erdfeuchte Mischung entsteht. Die Wassermenge richtet sich im übrigen nach dem Verdichtungsgerät. Bei Verdichtung durch Rüttelgeräte ist eine mäßig weiche Konsistenz zu wählen. Mit Bodenfräsen, wie sie die Landwirtschaft kennt, sind bei kleinen Ausführungen zufriedenstellende Ergebnisse zu erzielen. Besser und leistungsfähiger sind Spezial-Vermörtelungsmaschinen, die während des Krieges in verschiedenen Typen entwickelt worden sind. Sie werden nach dem Mischvorgang unterschieden und arbeiten entweder nach den An-Ort-Mischverfahren oder als Aufnahmestricher. Die Maschinen nach dem erstgenannten Prinzip wurden vorwiegend verwendet. Sie werden, selbstfahrend oder durch Raupenschlepper bewegt, durch das Planum gezogen, ergreifen den Boden, mischen ihn mit Zement und Wasser, die beide in der Maschine zugegeben werden, verteilen ihn und verdichten

⁴⁾ A. Lämmlein, „Versuchsstrecke mit verschiedenem Unterbau“ aus „Straße und Autobahn“, Jahrgang 1952, Heft 11.

ihn schließlich. Die Aufnahmehemmer räumen den Boden durch eine Schnecke und fördern ihn durch einen Elevator zum Mischtrug. Die Verdichtungsaggregate können auch von der Vermörtelungsmaschine getrennt laufen. In diesem Fall nimmt die Vermörtelungsmaschine vielfach eine Vorverdichtung durch Rüttelgeräte, Stampfer oder Gummiwalzen vor. Walzen haben sich im allgemeinen nicht bewährt, weil sie zum Schieben und damit zur Rissebildung neigen und bei losen Böden und Vermörtelungen von zähplastischer Konsistenz einsinken. Schafffußwalzen sind nach den bisherigen Erfahrungen auch wenig geeignet, da sie die Oberfläche nicht glätten und zum Deckenschluß ein zusätzliches Gerät erfordern. Über die Verdichtung durch Stampfer liegen keine ab-

schließenden Erfahrungen vor. Am besten haben sich Rüttelgeräte bewährt. Fugen sind in den letzten Kriegsjahren angeordnet worden, und zwar in Abständen wie beim Betonstraßenbau. Ob sie notwendig und zweckmäßig sind, bedarf noch der Klärung. Sie sind wahrscheinlich notwendiger als beim mageren Betonunterbau, da der Zementgehalt immerhin im Mittel 250 kg/m³ beträgt. Die Fugen werden, wenn die Vermörtelung als Unterbau dient, in einfacher Weise nachträglich mit Fugenspaten eingestochen und mit einem Brett verfüllt. Ein Verguß ist nur erforderlich, wenn der Unterbau keine bituminöse Verschleißschicht erhält. Für die Nachbehandlung kommen die Verfahren des Betonstraßenbaues in Betracht.

Die Spannbetonbrücke „Hammermühle“ bei Parsberg.

Von Reg.-Baumeister Heinrich Bub, Berlin, und Dipl.-Ing. Heinrich Paschen, München.

Im Zuge eines 16 km langen Straßenneubaus bei Parsberg/Oberpfalz war die „Schwarze Laaber“, ein kleiner Fluß in einem tiefeingeschnittenen Tal mit steilen Hängen, der in Zeiten der Schneeschmelze Breiten von 45 m und Tiefen von 4 m erreicht, durch ein neues Bauwerk zu überbrücken. Die alte Brücke (freiaufliegende I-Längsträger mit Stahlbetonplatte) wäre infolge großer Rostschäden und Ermüdungserscheinungen, ganz abgesehen von ihrer Fahrbahnbreite von nur 4 m, dem zu erwartenden Verkehr nicht gewachsen gewesen.

Das Straßen- und Flußbauamt Regensburg hatte die Vorplanung und Ausschreibung durchzuführen.

Zwei überschlägige Wirtschaftlichkeitsberechnungen ergaben, daß der Neubau der Brücke unter Beibehaltung des alten Bauwerkes als Notüberfahrt billiger zu stehen kam, als der Bau einer Notbrücke, Verstärkung der alten Brückengründungen und Neuerstellung des Überbaues. Andererseits erwies sich der Bau eines Hochviaduktes, der im Hinblick auf die Anpassung des Bauwerkes an die Landschaft und die dann mögliche Beseitigung der langen Steilstrecken erwogen wurde, als zu teuer.

Um eine gute fahrtechnische und architektonische Wirkung zu erzielen, wurde die Brücke im Grundriß in eine Linkskurve mit 400 m Krümmungshalbmesser bei einem einseitigen Quergefälle von 4 % und im Aufriß in eine Parabelausrundung gelegt.

Mit einem bei den Reichsautobahnen entwickelten Verfahren der perspektivischen Darstellung wurden Zwei- und Dreifeldträger und Gewölbebrücken mit einem und zwei Bögen auf ihre landschaftliche Anpassungsfähigkeit geprüft und danach ein Zweifeldträger gewählt, da hier auch die auf der rechten Uferseite notwendige Durchfahrt mit Stützmauer günstig eingepaßt werden konnte.

In der Ausschreibung wurde neben der Ausführung mit Stahlbeton eine solche mit Spannbeton als Wahlangebot zugelassen. Für die Bemessung war (nach DIN E 4227) u. a. folgendes vorgeschrieben:

- Nachweis der vollen Vorspannung (Brückenklasse 60 t);
- Nachweis der Rissicherheit (zusätzlich zu DIN 4227 verlangt);
- Nachweis der Bruchicherheit auch unter Annahme von zwei 80-t-Fahrzeugen in ungünstigster Laststellung;
- bei Quervorspannung Verzicht auf eine besondere Abdichtung der Fahrbahnplatte;
- Mindestdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen $W_{28} = 370 \text{ kg/cm}^2$ (unter Zugabe von Plastiment);
- Verwendung von gewaschenem Donausand und -kies in den getrennten Kornstufen 0/3, 3/7 und 7/30 mm;
- gehobelte und gespundete Schalung für die Sichtflächen;
- Ausführungsfrist: 12 Wochen nach Auftragserteilung.

Schwergewichts- und aufgelöste Widerlager waren wahlweise zugelassen.

Das Ausschreibungsergebnis:

Ogleich eine Firma für ihr Angebot in Stahlbetonausführung ein fast ohne Abänderungen verwendbares Lehrgerüst zu Grunde legen konnte, war doch der technisch sehr befriedigende Entwurf einer Spannbetonbrücke der Firma Held und Francke zu einem Pauschalpreis (einschl. 40 m Ufermauer, Rampenanschluß, Abbruch der alten Brücke, sonstige Regiearbeiten) von 225 000,— DM der billigste.

Der Überbau ist als Zweifeldträger (Hohlkastenquerschnitt) mit

Öffnungen von je 21,80 m ausgebildet. Für die Gründungen wurden aufgelöste Widerlager und ein Massivpfeiler gewählt.

Für die Wahl aufgelöster Widerlager waren folgende Gesichtspunkte maßgebend: Die Widerlager haben eine Höhe von 7,50 m und eine Länge von 5,60 m. Infolgedessen ergeben sich bei den schweren Verkehrslasten für Schwergewichtsbauglieder ganz erhebliche Betonabmessungen und -massen. Dagegen ermöglicht die Anordnung eines aufgelösten Stahlbeton-Widerlagerkörpers bei Berücksichtigung des räumlichen Kräftespieles eine wesentliche Verminderung der Betonmassen auf $\frac{1}{3}$ und gibt überdies infolge der hohen Betongüte und des dichten Bewehrungsnetzes die Gewähr für Rissicherheit und Beständigkeit des Bauwerkes. Bei größeren Höhen der Widerlagerkörper kann also auf diese Weise eine Erhöhung der Bauwerksgüte gleichzeitig mit einer Kostenminderung erreicht werden. Als einziger Nachteil ergeben sich infolge der schwierigen Schal- und zusätzlichen Bewehrungsarbeiten längere Bauzeiten. Bild 1 zeigt die Gliederung des Widerlagers

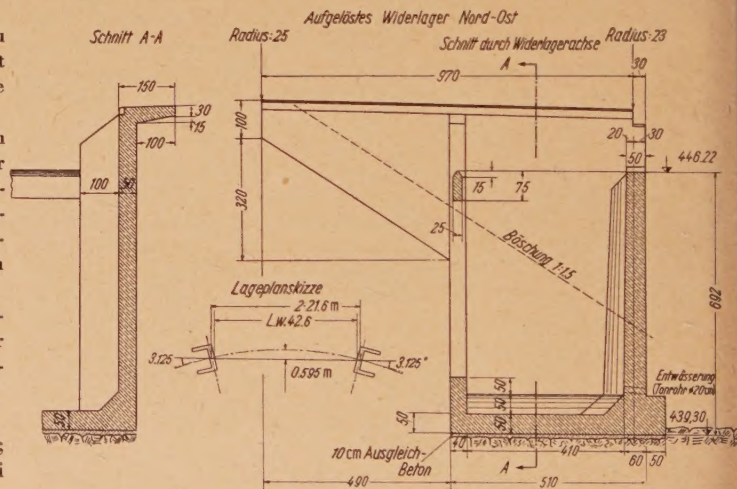


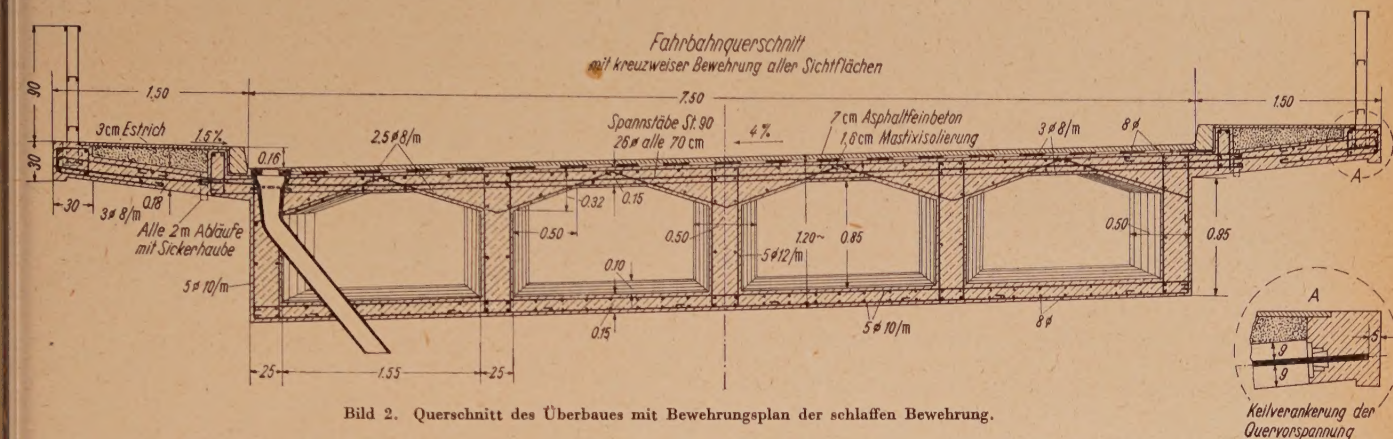
Bild 1. Das aufgelöste Widerlager.

mit Stahlbetonfundamentplatte, Stirnmauer, Flügel, Verstärkungen und Zugband (Zugbandkraft $Z = 80 \text{ t}$). Baustoffverbrauch je Widerlager: 110 m³ Beton B 225 mit 7 t Betonstahl II. Der größte Bodendruck ergab sich zu 4,5 kg/cm². Der Pfeiler ist zur Aufnahme der Bremskräfte im Mittelteil bewehrt. Baustoffverbrauch: 85 m³ Beton B 160 und 400 kg Betonstahl II. Die Bodenpressung beträgt hier 8 kg/cm².

Die vorgeschriebene Nutzlast war außergewöhnlich hoch und infolgedessen die für den Überbau verfügbare Konstruktionshöhe (der Straßenbau war bereits weit fortgeschritten) von 1,15 m entsprechend ungefähr $\frac{1}{20}$ der Spannweiten knapp. Die für die Wahl des Tragwerks entscheidende Aufgabe war daher, im Stützenbereich den erforderlichen Druck-Querschnitt zu schaffen. Bei Verwendung eines Trägersystems würden sich unschöne Verbreiterungen im Stützenbereich ergeben haben. Darüber hinaus wäre die nötige Quersteifigkeit für die schweren Einzellasten nur durch eine Trägerrostlösung möglich gewesen, die jedoch große Kosten für Schalung und Bewehrung verursacht.

Für ein massive Platte reichte die Bauhöhe nicht aus. Aus diesen Gründen wurde als Tragwerk ein vierteiliger Hohlkasten gewählt. Hiermit ergab sich zwanglos der erforderliche Druckquerschnitt auf der Tragwerksunterseite. Außerdem ermöglichte die große Torsionssteifigkeit des Hohlkastens eine sehr günstige Lastverteilung und erforderte trotzdem nur einfache Schalungs- und Bewehrungsarbeit.

enden über der Stütze, um die Reibungsverluste zu mindern. Jedes Drahtbündel besteht aus 19 Drähten, je 5,2 mm dick aus Spannstahl 145/165 mit einer zulässigen Spannung von 9110 kg/cm². Diese Bündel wurden mit 3 mm Spielraum in dünne Blechrohre eingezogen und entsprechend dem Momentenverlauf verlegt. Unter Berücksichtigung der Spannungsverluste infolge Kriechens und Schwindens und der Verluste aus Reibung, die aus einem Reibungs-



Untere und obere Platte des Hohlkastens (Bild 2) sind je 15 cm dick, während die Maße der Stege (Achsabstand 1,56 m) 0,25/0,85 m betragen. Über dem Pfeiler und an den Brückenenden sind 40 cm dicke Querträger zur Sicherung der Quersteifigkeit angeordnet. Die 1,50 m auskragende Platte ist durchgehend 18 cm dick und von einem Randbalken 0,30/0,30 m begrenzt. Die obere Platte ist durch Schrägen an den Stegen auf 32 cm verstärkt, während die Stege sich an den Querträgern auf 0,50 m verdicken.

koeffizienten 0,3 errechnet wurden, mußten zur Ausschaltung aller Zugspannungen im Beton im Endzustand insgesamt 1220 bzw. 1380 t Spannkraft eingeleitet werden, jedes Bündel hatte also 36 t aufzunehmen. Zum Nachweis der Riss- und Bruchsischerheit (nach Rüschi) reichte überall der Querschnitt der Spannstähle aus. Bei durchgehender Spannbewehrung ist die Aufnahme der Hauptzugspannungen an der Innenstütze schwierig. Vor allen Dingen liefert der Nachweis der Torsionsbeanspruchung erhebliche Hauptzug-

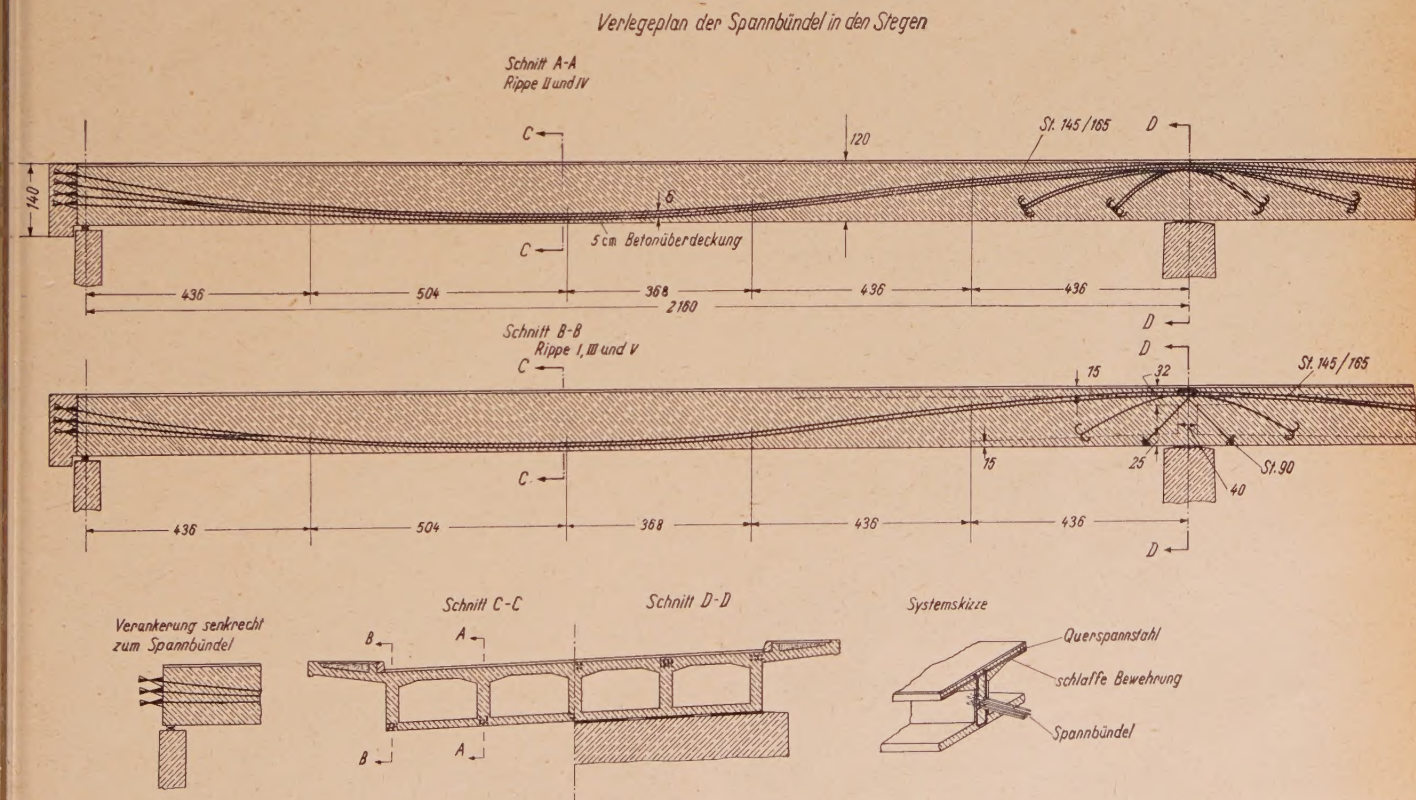


Bild 3. Verlegeplan der Längsvorspanndrahtbündel.

Aus Bild 3 ist der Verlauf der Längsvorspannung in den Stegen, bestehend aus insgesamt 34 Drahtbündeln zur Überdrückung der Zugzone im Feld (unten) und 48 Drahtbündeln zur Überdrückung der Zugspannungen über der Stütze (oben) zu ersehen. 14 Bündel

spannungsanteile. Aus diesem Grunde müssen dort entweder die Trägerstege breiter bemessen werden oder es sind besondere Spannkabel zur Aufnahme der Querkkräfte erforderlich. Im vorliegenden Falle war eine Verbreiterung der Innenstege zur Auf-

nahme der aus den Querkraften herrührenden Hauptzugspannungen leicht möglich. In den Außenstegen jedoch, in denen sich die Schubspannungen aus den Querkraften und aus den von der Lastverteilung herrührenden Torsionsmomenten überlagern, wurde die Anordnung von Spanngliedern vorgezogen, die in der Richtung der Hauptzugspannungen im Bauwerk eingebaut wurden.

Die große Steifigkeit des Hohlkastens und seine besondere Eignung für das hier erläuterte Tragwerk kommt in der Größe der Beanspruchung unter der Gebrauchslast zum Ausdruck. Zugspannungen treten infolge der gewählten „Vollen Vorspannung“ nicht auf. Die Druckspannungen schwanken zwischen 2 und 70 kg/cm² (bis 100 kg/cm² aus „Vorspannung allein“) und liegen weit unter den zulässigen Grenzen. (Gewicht der Längsspannbewehrung: 6 t St. 145/165.)

Die zusätzliche Quervorspannung kann konstruktiv verschieden durchgebildet werden. Bei wenigen Längsträgern empfiehlt es sich, die Führung der Spannelemente dem Momentenverlauf anzupassen. Unter Umständen kann dadurch eine konstante Plattendicke erreicht werden, was die Schalungsarbeit erleichtert. Die elastischen Einspanngrade der Fahrbahnplatte in die Längsträger sind jedoch so hoch, daß die im Plattenanschnitt auftretenden Stützmomente bei gleichbleibender Plattendicke maßgebend für den erforderlichen Bewehrungsquerschnitt sind. Meist ist es dann nicht möglich, die Bewehrung so zu staffeln, daß durch den im Stützenanschnitt erforderlichen erhöhten Bewehrungsbedarf nicht eine überbemessene Querspannbewehrung bedingt wird. Hier, wo die Querspannbewehrung mehrere Längsrippen überspannt, hätte eine Anpassung an den Momentenverlauf bei konstanter Plattendicke einen außerordentlichen Stahlbedarf, schon allein der Reibungsverluste wegen, bedingt. Deshalb wurde das entgegengesetzte Extrem angewendet: die Querspannglieder wurden geradlinig geführt und die Dicke der Fahrbahnplatte dem Momentenverlauf angepaßt.

Die Schalungsarbeit wurde dadurch nicht sonderlich erschwert. Andererseits war es möglich, den Stahlbedarf von ursprünglich 6 t auf 2 t zu verringern. Jeder Spannstab aus Spannstahl St 90 mit 26 mm Durchmesser (zul. Spann. 4500 kg/cm²) wurde mit 24 t vorgespannt, um im Gebrauchszustand an der Oberseite der Platte nur Druckspannungen zu erzielen (Größtspannung im Beton: 40 kg/cm²).

An der Plattenunterseite wurde eine Zugspannung von 5 kg/cm² zugelassen. Der Bewehrungsquerschnitt reichte auch für den Nachweis im Bruchzustand aus.

Zur Erzielung der zusätzlich verlangten Rißsicherheit in der oberen Platte, zur Abdeckung der in die Stege übertragenen Spannungen, als Zusatzbewehrung über dem Pfeiler, Bewehrung der Querträger, Torsionsbewehrung der unteren Platte und zur Voutenbewehrung, als Verteilungsstäbe und Bügel wurde zusätzlich eine schlaife Bewehrung ($\varnothing$ 10 bis 22 mm) aus Betonstahl II angeordnet (zusammen 11 t St II), die an allen Sichtflächen mit Ausnahme der Stirnflächen kreuzweise verlegt ist.

Insgesamt wurden also auf rund 240 m³ Beton für den Überbau etwa 8 t Spannstahl und 11 t Betonstahl II verwendet, d. s. je m³ Beton rund 33 kg Spannstahl und 48 kg Betonstahl.

Aus Bild 4 kann die Ausbildung des Lehrgerüsts mit Hilfe von Hicoschalungsträgern entnommen werden,

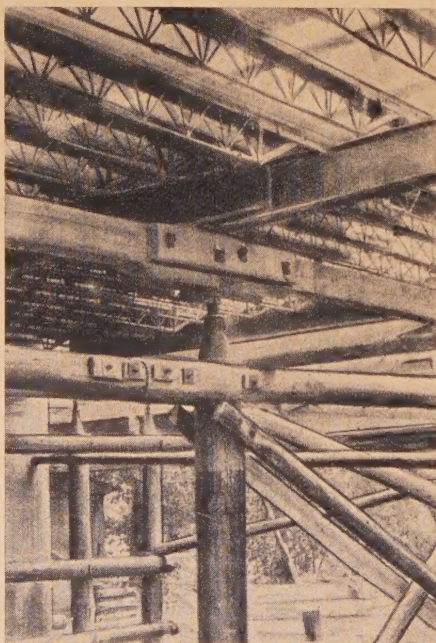


Bild 4. Lehrgerüst mit Hicoschalungsträgern.

wobei auf die sorgfältige Anordnung der Längs- und Querverbände hingewiesen wird. Die im Hinblick auf die Jochsenkungen, Durchbiegungen und Hebungen durch die Vorspannung bemessenen Überhöhungen sowie die Ausrundung in der Brückenlängsrichtung wurden durch Unterlegen von Plättchen erreicht.

Als wichtigste Erfahrungen bei der Bauausführung seien folgende mitgeteilt:

Bei der Gründung traf man im Widerspruch zu den alten Bohrergebnissen in 3 m Tiefe nicht Fels, sondern leicht mit Lehm durchsetzten Flußschotter an. Zur Sicherheit wurden deshalb alle Fundamente so vergrößert, daß die Bodenpressungen 4 kg/cm² nicht überschritten. Die stromunterseitigen Spundwände mußten jeweils den alten Straßendamm anschneiden. Um die notwendige Standsicherheit zu erreichen, mußten die Dämme durchbohrt und die Spundwände auf der gegenüberliegenden Seite verankert werden. Weitere Absteifungen waren nötig, da die Spundbohlen (Larssen III) sich nur 30 cm in den Flußschotter eintreiben ließen.

Die gehobelte und gespundete Schalung der Widerlager erforderte einen so hohen Arbeits- und Zeitaufwand, daß die vorgesehene Wasserhaltungszeit überschritten wurde und höhere Pumpkosten entstanden. In den engen (50 cm) stark bewehrten Bauteilen gestalteten sich die Rüttelarbeiten (Innenrüttler $n = 8000$ S/Min) sehr schwierig, so daß durch Stochern, Klopfen und den Einsatz von Außenrüttlern nachgeholfen werden mußte. Um sauber gebrochene Kanten zu erreichen, wurden Dreiecksleisten eingelegt.

Zur Vereinfachung war auf eine Ausrundung der Widerlagerflügel verzichtet worden. Um jedoch eine einwandfreie Ausrundung der Gehwegrandträger zu ermöglichen und das Gesamtbild einheitlich zu gestalten, empfiehlt es sich, auch die Flügelmauern auszurunden.

Die gehobelte und gespundete Schalung für die Ansichtsflächen machte zwar ein Nacharbeiten der Ansichten überflüssig, jedoch waren die durch das Rütteln bedingten Luftporen nicht zu vermeiden. Besondere Vorsicht erforderte das Annähen der Schalung aus jungem Holz bei der herrschenden großen Hitze, da sich bei einer übermäßigen Benetzung Verwerfungen ergeben.

Das Auflegen eines Brettes auf die Hicoschalungsträger zur Befestigung der Plattenschalttafeln hat sich gut bewährt. Erfahrungsgemäß treten bei kleineren Brücken die errechneten Durchbiegungen nur zum Teil ein. Sie wurden deshalb beim Bau des Lehrgerüsts nur zu 50 % berücksichtigt. Dies zeitigte gute Ergebnisse.

Erst nach sorgfältigen und umfangreichen Voruntersuchungen (Probewürfel, Probekanten und Probeansichtsflächen) konnte eine Betonzusammensetzung erreicht werden, die einerseits hohe Festigkeiten und andererseits auch eine einwandfreie Ansichtsfläche gewährleistete. Nachdem der Anteil an Feinsand 0/1 mm (einkörnig!) auf 6 % gekürzt und als Zusatz 3 % Kalksteinmehlfüller zugegeben worden war, konnten die vorher auftretenden Sandadern vermieden werden. Dies erklärt sich daraus, daß die Mischung nur 2,5 % Feinstanteile kleiner 0,02 mm enthielt und ein Großteil dieses Füllers beim Rütteln aus den Schalungsfugen der Rückseite auslief. Bei einer Erhöhung des Plastimentzusatzes von 0,7 auf 1 % nahm die Druckfestigkeit um 5 % ab. Für den Beton des Überbaus war eine Zugabe von 300 kg Z 325 je m³ Fertigbeton und von 0,7 % Plastiment auf die Zementmenge vorgesehen, um in kurzer Zeit die Festigkeiten zu erzielen, die für den Spannvorgang erforderlich sind. (80 % von W₂₈.) Bei der Bauausführung ergaben sich bei einem Wasserzementfaktor $w/z = 0,53$ nach 28 Tagen eine mittlere Druckfestigkeit von 470 kg/cm², eine Biegezugfestigkeit von 50 kg/cm² und ein Elastizitätsmodul von 360 000 kg/cm².

Bei dünnen Bauteilen, starker Bewehrung und beim Einsatz von ungelerten Kräften ist es zur Erzielung einer ausreichenden Betondichte angebracht, einen noch weicheren Beton zu verwenden.

Bild 5 gibt einen Überblick über einen Teil der verlegten Bewehrung am Pfeiler. Deutlich sind die besonders gefertigten Abstandhalter für die dicken Blechrohre zu erkennen. Auf ausreichende Abstände zwischen den Spannkabeln ist besonders zu achten, da sich der Beton sonst hier entmischt und damit seine Haftfähigkeit und Dichtigkeit verringert wird. Da die Spannbündel elastischer als die Hüllrohre waren, ließ sich nicht vermeiden, daß beim Transport bzw. beim Verlegen Beschädigungen an den Hüll-

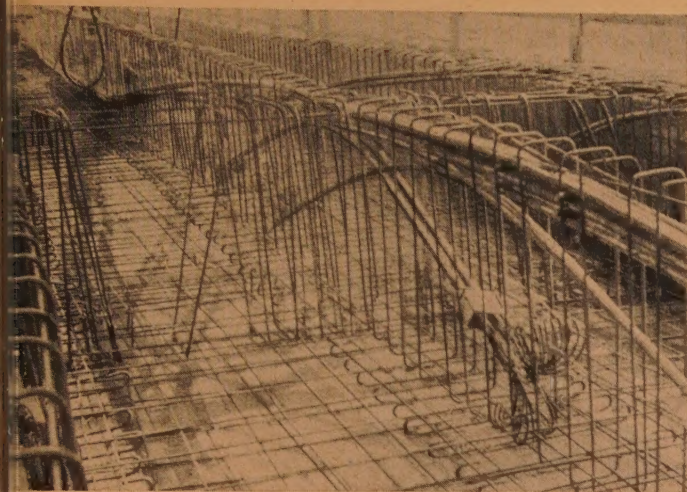


Bild 5. Blick auf die Bewehrung.

rohren eintraten. Diese Beschädigungen lassen sich auch durch dickere Blechrohre nicht umgehen. Es muß vielmehr mit äußerster Vorsicht gearbeitet werden. Bewährt haben sich besondere Transportschienen aus Stahl, auf denen die Rohre mit den eingezogenen Drahtbündeln beim Transport verlegt werden, um eine starke Verformung zu verhindern. Auch die jetzt verwendeten dickeren Rohre wirken solchen Schäden entgegen. Eingetretene Beschädigungen konnten durch Bandagieren mit einem Putzträger und Zementmörtelputz ausgebessert werden. Beim Auspressen ergaben sich trotzdem keine Schwierigkeiten. Die am Pfeiler endenden Spannbündel (Bild 6) sind zur Verankerung im Beton spiralen-

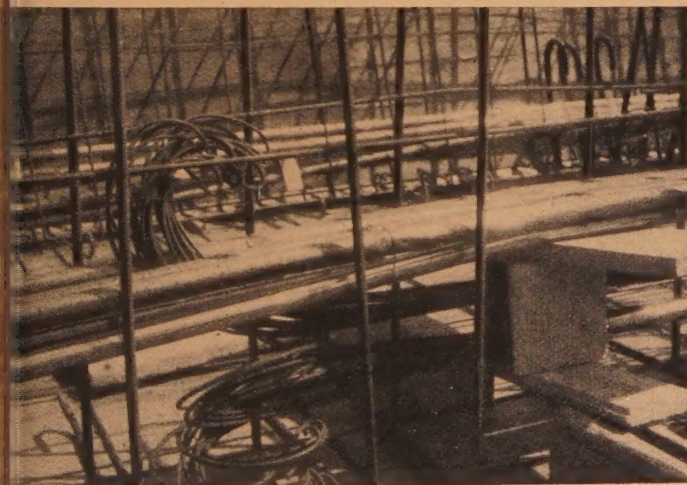


Bild 6. Spiralförmige Verankerung der nach dem Pfeiler endenden Bündel.

förmig auseinandergezogen. Der sichtbare Betonklotz verbindet die zwei am Pfeiler endende Bündel und ermöglicht eine Zurücklenkung der Zementmilch beim Auspressen, soweit nur einseitig vorgespannt wird.

Der Überbau wurde in 36 Stunden ohne Arbeitsfugen durchbetoniert. Es hat sich gezeigt, daß größere Arbeitsschichten als 10 Stunden die Ausführung besonders der Rüttel- und Maurerarbeiten beeinträchtigen.

Der Gehsteigrandbalken wurde erst nach dem Vorspannen und Absenken mit einer Kornzusammensetzung 0/7 mm betoniert. Ebenso hatte das Einlegen einer Dreiecksleiste den Zweck, eine äußere Linienführung und eine einwandfreie Ansicht zu erreichen.

Als besondere Vorsichtsmaßnahme wurde die Fahrbahnplatte mit einem 1,6 cm dicken Mastixbelag überzogen, bevor der 7 cm dicke Asphaltfeinbetonbelag (mit 7 % Gummipulverzusatz auf die Bitumenmenge) aufgebracht wurde. Es hat sich gezeigt, daß trotz Quervorspannung zur Erreichung einer einwandfreien Dichtigkeit eine Abdichtung erforderlich war. Besondere Sorgfalt ist auch auf die Entwässerung zu legen. In der Gehwegplatte und an den Tief-

punkten der unzugänglichen Hohlkästen wurden Tropfröhrchen angeordnet, die sich jedoch nur zum Teil bewährt haben. Besonders wichtig ist auch ein gleichmäßiges Abziehen und Glätten der Betonoberfläche, um den Wasserabfluß zu ermöglichen. Zwei Gullys im Wannentiefpunkt mit eingeschnittenen Löchern unterhalb der Asphaltdecke sollen die Oberflächenentwässerung gewährleisten. Die Übergänge wurden durch Einlegen von Kupferblechen und Ausgießen mit Igaskitt gedichtet.

Einzelheiten über die Vorspannung:

Die ausführende Unternehmung legte folgende besonderen Nachweise vor:

für die Güte der Spannstähle die Prüfungszeugnisse der Bundesbahn,

für die Brauchbarkeit der Endverankerung der Längs- und Quervorspannung sowie der Verankerung mittels Spiralen am Pfeiler und für den nachträglichen Verbund die Untersuchungsergebnisse einer Materialprüfungsanstalt,

für die Annahme des Reibungswertes Meßergebnisse von ähnlichen Brückenausführungen.

Der Verankerung der Querspannglieder ist im Grunde eine Keilverankerung. Um den Spannstahl (Sigma $\varnothing$ 26) legt sich ein dreiteiliger Keil, der seinerseits durch einen Stahlring mit kegelförmiger Bohrung umschlossen wird. Da die Spannglieder geradlinig geführt sind, kann ausschließlich von einer Seite vorgespannt werden. Zum Anschlagen der Presse ist ein Überstand des Spanngliedes von 30 cm über die Verankerung erforderlich. Die überstehenden Enden werden nachträglich abgeschnitten. Gespannt wird mit einer handlichen Spannpressen (Bild 7). Zunächst wird mit ihr der gegenüberliegende Keil festgezogen, um die Toleranzen, die durch das Schlupfen der Keile (rd. 2 mm) auftreten, möglichst gering zu halten. Anschließend wird der Stahl gespannt, wobei gleichzeitig Spannkraft und Dehnweg gemessen werden. Der Stahl wird um

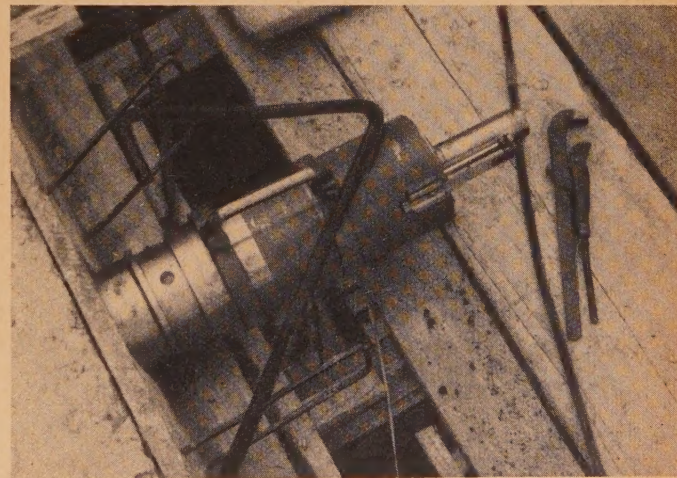


Bild 7. Presse für die Quervorspannung.

das aus Versuchen bekannte Schlupfmaß der Ankerkeile überspannt. Mittels einer Kerbmarke wird der Schlupf auf der gegenüberliegenden Seite überwacht. Ist die gewünschte Last bzw. Dehnung erreicht, so wird durch einen zweiten Kolben der Ankerkeil eingetrieben, während der erste Kolben der Spannpressen den Stahl in gespannter Stellung noch festhält. Nachdem der Ankerkeil eingetrieben ist, wird der Pressendruck abgelassen, und die Presse kann abgenommen werden. Dieses Verfahren hat sich bereits beim ersten Einsatz gut bewährt. Die Vorspannung eines Stabes einschließlich Anschlagen und Abnehmen der Presse konnte in 1 1/2 Minuten vorgenommen werden. Nachträglich wurden die Kanäle mit Zementschlänne ($w/z = 0,35$) durch die Keilfugen hindurch ausgepreßt, nachdem sie vorher nochmals mit Druckwasser ausgewaschen worden waren. Schon bei geringem Druck trat die Schlänne auf der gegenüberliegenden Seite heraus, so daß dort die Keilfugen verstopft werden mußten.

Die Längsspannbündel wurden in Stahlguß-Seilköpfen verankert (Bild 8) bzw. durch besonders geformte Spiralen, die eine Reibungsverankerung auf Grund der zulässigen Betonlochleibungsdrücke

ermöglichen. In den Seilköpfen werden die Drähte durch einen Verguß mit Sonderzement festgehalten. Für den Verguß wurde ein besonderes Gerät angefertigt, in dem gleichzeitig 20 Seilköpfe eingespannt und bei gleichzeitiger Rüttelverdichtung ausgegossen

kanäle nicht etwa durch eingedrungenen Beton verlegt waren, wurden sie vor dem Durchpressen mit Wasser mittels Preßluft geprüft. Zunächst waren alle Rohre frei. Beim Auspressen mit Zementmilch jedoch waren plötzlich zwei Rohre blockiert. Als Er-

Endausbildung der Längsvorspannung (Systemskizze)

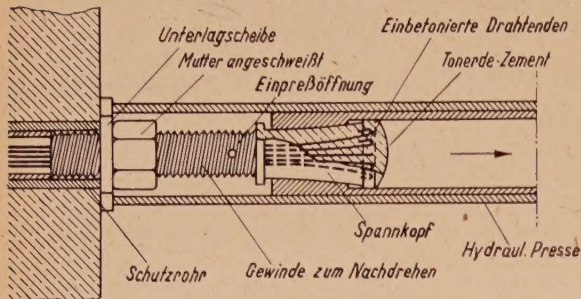


Bild 8. Endausbildung der Längsvorspannung.

werden konnten. Der gespannte Seilkopf stützt sich über eine Ankerplatte gegen den Beton ab, wobei er durch ein aus der Ankerplatte herausschraubbares Rohrwischenstück in gespannter Lage festgehalten wird. Eine Spannpressen mit einer zulässigen Pressenkraft von 50 t wurde von der ausführenden Firma entwickelt. Durch die Abmessungen der Seilköpfe bedingt, erhielt diese Presse verhältnismäßig große Abmessungen und dadurch ein höheres Gewicht. Um sie handlich einsetzen zu können, wurde ein leichter Derrickwagen eingesetzt (Bild 9), auf dem gleichzeitig die



Bild 9. Ansetzen der Presse für die Längsvorspannung.

Pumpe und die Meßvorrichtungen angebracht waren. Die durchgehenden Spannbündel wurden zur Verminderung der Reibung von beiden Seiten aus vorgespannt. Zur Verminderung der Reibungsverluste wurde eine kurzfristige Überspannung auf 39 t zugelassen. Die einzelnen Bündel waren nummeriert und wurden nach einem vorher festgelegten Plan vorgespannt, wodurch ungleichmäßige örtliche Überlastungen verhindert werden sollten. Bereits nach Aufbringen der halben Spannkraft wurde das Lehrgerüst abgesenkt. Hierdurch sollte vermieden werden, daß Teile des Eigengewichtes auch noch nach Aufbringen der ganzen Spannkraft vom Lehrgerüst getragen werden.

Die Verankerung hat sich bisher bewährt. Lediglich ein Stahlgußseilkopf zersprang beim Spannen infolge von Kerbwirkung, die durch ein zu scharfes Eindrehen des Wulstes, an dem die Spannpressen angreift, hervorgerufen wurde (Bild 10). Die Verklebung der Drähte im Ankerbereich war erstaunlicherweise so stark, daß ein nennenswertes Nachgeben des Bündels nicht festgestellt werden konnte. Zum Abschluß wurde Zementmilch ($w/z = 0,45$) mit 2 atü eingepreßt. Um festzustellen, ob die einzelnen Rohr-

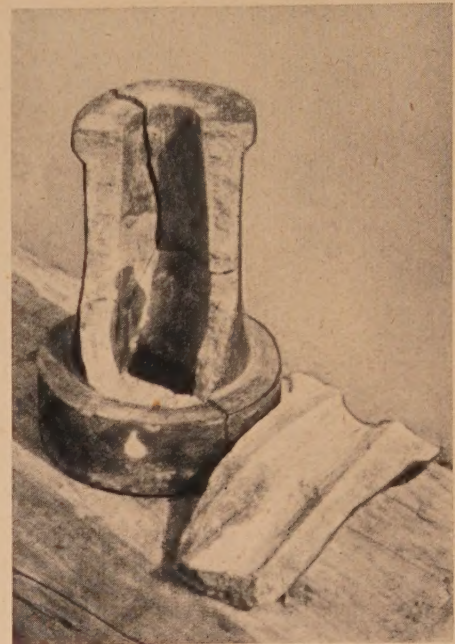


Bild 10. Zersprungener Stahlgußspannkopf.



Bild 11. Ansicht der fertigen Brücke.

klärung wird vermutet, daß beim Auspressen eines Rohres, an einer Stelle, wo zwei Bündel sehr dicht beieinanderliegen, Teile der Auspreßflüssigkeit durch den Beton hindurch in das Nachbarrohr eindringen konnten. Aus diesem Grunde erscheint es besonders wichtig, auf die ordnungsgemäße Einhaltung der Mindestabstände zwischen den Spannbündeln sowie auf Erstellung eines einwandfrei dichten Betons zu achten. (Beton weicher als erdfeucht, Wahl geeigneter Verdichtungsgeräte, Vorhalten von Ersatzgeräten und ausreichende Anzahl gelernter Arbeiter für den Betonierbetrieb.)

Nach dem Spannen wurden durch ein Nivellement die beim Spannen eingetretenen Hebungen des Tragwerkes überprüft. Die Übereinstimmung mit den errechneten Werten war sehr gut.

Auf eine Probelastung konnte verzichtet werden, da bereits 14 Tage nach dem Spannen etliche sehr schwere Gleiskettenfahrzeuge die Brücke in beiden Richtungen benutzten. Hierbei wurde auf die Einhaltung sehr enger, sonst nicht üblicher Abstände geachtet. Bild 11 zeigt die fertige Brücke. Sie läßt auch die wohlgeungene Ausbildung des in zwei Ebenen gekrümmten Geländers erkennen.

Auslöschen des Spannkraftverlustes infolge Reibung bei Spanngliedern für Spannbeton.

Von Dr.-Ing. Wolfgang Zerna, Frankfurt a. M.

Praktische Konstruktion

Einleitung

Bei Bauteilen, die nach dem Erhärten des Betons vorgespannt werden, liegen die Vorspannglieder beweglich in Gleitkanälen, um die beim Spannen eintretenden Längenänderungen der Stähle zu ermöglichen. Bei krummlinigem Verlauf der Spannglieder entstehen beim Anspannen Umlenkkräfte, so daß diese gegen die Berührungsflächen mit den Gleitkanälen gepreßt werden. Hierdurch werden Reibungskräfte bedingt, die eine Behinderung der Dehnungen und damit einen Verlust an Spannkraft verursachen. Dieser Spannkraftverlust, der teilweise beträchtliche Werte annehmen kann, ist nicht nur deshalb nachteilig, weil er größere Stahlquerschnitte für die Spannglieder erforderlich macht, sondern vor allem, weil sich ungünstige und unklare statische Verhältnisse einstellen, die sich kaum einwandfrei erfassen lassen.

Man muß daher trachten, die Reibungsbeiwerte beim Spannvorgang klein zu halten. Sofern die Reibungsverluste nicht allzu groß sind, können die Verhältnisse durch Überspannen und anschließendes Nachlassen noch etwas verbessert werden¹⁾. Durch diese Maßnahmen lassen sich die Spannkraftverluste zwar einschränken, jedoch nicht beseitigen.

Nachstehend soll nun gezeigt werden, daß es aber auch möglich ist, die Spannkraftverluste infolge Reibung fast völlig unabhängig von ihrer Größe auszulöschen.

Theoretische Betrachtungen.

Es werde gemäß Bild 1 ein Spannglied mit seinen Endpunkten E und E' betrachtet. Ein beliebiger Punkt A des Spanngliedes sei durch die Koordinate ϑ bestimmt, die den Winkel angibt, der von den Normalen in E und A eingeschlossen wird. Der Krümmungsradius in A sei R .

Bezeichnet S die Spannkraft im Punkt A mit der Koordinate ϑ , dS ihren Zuwachs, den sie bis zu einem benachbarten Punkt mit der Koordinate $\vartheta + d\vartheta$ erfährt, sowie k_n und k_t die auf die Längeneinheit des Spanngliedes bezogenen Komponenten der Umlenkkräfte in normaler und tangentialer Richtung (in Bild 1 mit positivem Wirkungssinn eingetragen), so liefern die Gleichgewichtsbedingungen die Beziehungen

$$k_t = -\frac{dS}{R d\vartheta}, \quad (1)$$

$$k_n = \frac{S}{R}. \quad (2)$$

Wie (2) erkennen läßt, wird das Spannglied bei gekrümmtem Verlauf mit den Kräften k_n gegen die Wandung des Gleitkanals gepreßt. Dies hat zur Folge, daß beim Anspannen Reibungskräfte geweckt werden, so daß sich nach dem Grundgesetz für Reibungsvorgänge Tangentialkräfte der Größe

$$k_t = \mu k_n \quad (3)$$

einstellen, worin μ die Reibungszahl angibt. Mit (2) erhält man

$$k_t = \mu \frac{S}{R}. \quad (4)$$

Aus (1), (2) und (3) ergibt sich die bekannte Differentialgleichung

$$\frac{dS}{S} = -\mu d\vartheta, \quad (5)$$

deren Lösung bei Beachtung der Randbedingung, daß für $\vartheta = 0$, $S = S_E$ ist,

$$S = S_E e^{-\mu\vartheta}, \quad (6)$$

ausgeht, worin S_E die im Endpunkt E eingeleitete Spannkraft darstellt.

Gemäß Bild 2 werde jetzt der Fall betrachtet, daß zwei Spannglieder G und H übereinander angeordnet sind, so daß das Spannglied H zwischen der Wandung des Gleitkanals und dem Spannglied G eingeklemmt wird. Dabei wird das Spannglied G am Endpunkt E' verankert, aber nicht das Spannglied H , das dort also einfach endet.

Wird das Spannglied G am Ende E mit der Kraft S_E angespannt, wobei das Spannglied H nur als Gleitunterlage dient, so gilt gemäß (2) und (6)

$$k_n = \frac{S_1}{R}, \quad (7)$$

$$S_1 = S_E e^{-\mu\vartheta}, \quad (8)$$

worin S_1 den Spannkraftverlauf im Spannglied G und μ die Reibungszahl für das Gleiten von G auf H angibt.

In dem jetzt bestehenden Zustand werde das Spannglied H am Ende E mit einer solchen Kraft T_E angespannt, daß es gleitet. Dabei werden infolge der Reibung zwischen H und G im Spannglied G zusätzliche Kräfte hervorgerufen, die nachstehend ermittelt werden sollen.

Wird der Verlauf dieser zusätzlichen Kraft im Spannglied G mit S_2 bezeichnet, so gilt entsprechend (1), wenn berücksichtigt wird, daß sich die Richtung der Reibungskräfte jetzt gegenüber der in Bild 1 eingetragenen umgekehrt hat

$$k_t = +\frac{dS_2}{R d\vartheta}. \quad (9)$$

Die Normalkräfte k_n , mit denen die Spannglieder G und H zusammengepreßt werden, setzen sich aus zwei Anteilen zusammen. Der eine Teil rührt von der im Spannglied G bereits vorhandenen Spannkraft S_1 her und beträgt $\frac{S_1}{R}$. Der andere Teil wird dadurch erzeugt, daß im Spannglied G eine zusätzliche Spannkraft S_2 entsteht, die ihrerseits einen Anpreßdruck der Größe $\frac{S_2}{R}$ hervorruft. Demgemäß ist insgesamt der Anpreßdruck

$$k_n = \frac{S_1}{R} + \frac{S_2}{R} \quad (10)$$

vorhanden.

Gemäß (3) gilt nun

$$k_t = \frac{\mu}{R} (S_1 + S_2).$$

Wird darin (8) berücksichtigt, ergibt sich

$$k_t = \frac{\mu}{R} (S_E e^{-\mu\vartheta} + S_2). \quad (11)$$

Dies in (9) eingesetzt, liefert

$$\frac{dS_2}{d\vartheta} - \mu S_2 - \mu S_E e^{-\mu\vartheta} = 0, \quad (12)$$

womit eine Differentialgleichung (linear und von erster Ordnung) für die im Spannglied zusätzlich auftretende Spannkraft S_2 gefunden ist. Die Lösung lautet

$$S_2 = e^{\mu\vartheta} \left[C - \frac{1}{2} S_E e^{-2\mu\vartheta} \right], \quad (13)$$

worin C eine beliebige Konstante ist. Sie bestimmt sich aus der Bedingung, daß für $\vartheta = 0$ im Punkt E keine zusätzliche Spannkraft S_2 aufgenommen werden kann, also $S_2 = 0$. Dies liefert

$$C = \frac{1}{2} S_E \quad (14)$$

Mit (14) wird aus (13)

$$S_2 = \frac{1}{2} S_E e^{\mu\vartheta} (1 - e^{-2\mu\vartheta}). \quad (15)$$

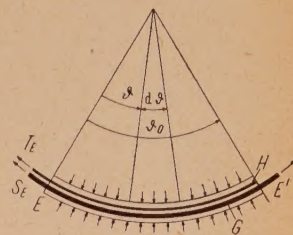


Bild 2.

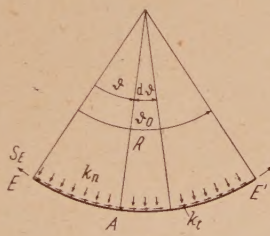


Bild 1.

¹⁾ B. u. St. 47 (1952), Heft 11, S. 268/9.

Die im Spannglied G vorhandene gesamte Kraft S ergibt sich nun aus der Überlagerung von (8) und (15). Es ist

$$S = S_1 + S_2 = S_E \left[e^{-\mu \vartheta} + \frac{1}{2} e^{\mu \vartheta} (1 - e^{-2\mu \vartheta}) \right], \quad (16)$$

womit der Spannkraftverlauf im Spannglied G gefunden ist.

Werden in (16) die Exponentialfunktionen in Potenzreihen entwickelt und alle nicht linearen Glieder vernachlässigt (was bei nicht zu großem $\mu \vartheta$ zulässig ist), so ergibt sich näherungsweise

$$S = S_E. \quad (17)$$

Dies interessante Ergebnis sagt uns, daß bei dem beschriebenen Prozeß die Spannkraft im Spannglied G in erster Näherung konstant und gleich dem an der Spannstelle E eingeleiteten Wert ist. Damit ist praktisch der Reibungsverlust ausgelöscht.

Es werde nun noch die Kraft im Spannglied H ermittelt, die mit T bezeichnet sei. Gemäß (1) ist

$$k_t = - \frac{dT}{R d\vartheta}. \quad (18)$$

Entsprechend (3) gilt jetzt

$$k_t = \mu k_n + \mu^* k_n^*, \quad (19)$$

worin μ die Reibungszahl beim Gleiten von H auf G , μ^* die Reibungszahl beim Gleiten von H auf der Wandung des Gleitkanals, k_n den Anpreßdruck zwischen G und H und k_n^* den Anpreßdruck zwischen H und der Wandung des Gleitkanals angibt.

In Übereinstimmung mit (10) gilt bei Beachtung von (16)

$$k_n = \frac{S_1}{R} + \frac{S_2}{R} = \frac{S}{R}. \quad (20)$$

Der Anpreßdruck k_n^* setzt sich aus k_n und dem Anteil zusammen, der durch T hervorgerufen wird, also

$$k_n^* = k_n + \frac{T}{R}. \quad (21)$$

Mit (20) und (21) ergibt (19)

$$k_t = \frac{\mu + \mu^*}{R} S + \mu^* \frac{T}{R}. \quad (22)$$

Dies in (18) eingesetzt, liefert bei Benutzung des Näherungsausdruckes (17) die Differentialgleichung

$$\frac{dT}{d\vartheta} + \mu^* T + (\mu + \mu^*) S_E = 0. \quad (23)$$

Die Lösung lautet

$$T = e^{-\mu \vartheta} \left[K - \frac{\mu + \mu^*}{\mu} e^{\mu \vartheta} S_E \right], \quad (24)$$

worin K eine beliebige Konstante darstellt. Sie bestimmt sich aus der Bedingung, daß im Punkt E' mit der Koordinate ϑ_0 keine Kraft im Spannglied H vorhanden sein kann, da dort eine Verankerung fehlt. Also für $\vartheta = \vartheta_0$ ist $T = 0$. Damit wird

$$K = \frac{\mu + \mu^*}{\mu} e^{\mu \vartheta_0} S_E,$$

so daß sich

$$T = e^{-\mu \vartheta} (e^{\mu \vartheta_0} - e^{\mu \vartheta}) \frac{\mu + \mu^*}{\mu} S_E$$

ergibt. Da (17) verwendet wurde, muß auch hier die gleiche Art der Näherung eingeführt werden, was

$$T = (1 - \mu \vartheta) (\mu \vartheta_0 + \mu \vartheta) \left(1 + \frac{\mu^*}{\mu} \right) S_E \quad (25)$$

liefert.

Aus (25) folgt für $\vartheta = 0$ die Kraft T_E , mit der das Spannglied H gezogen werden muß, zu

$$T_E = \mu \vartheta_0 \left(1 + \frac{\mu^*}{\mu} \right) S_E. \quad (26)$$

3. Praktische Durchführung¹⁾.

Um auf beschriebene Weise den Spannkraftverlust infolge Reibung beim Vorspannen auszulöschen, ist entsprechend Bild 3 in jedem

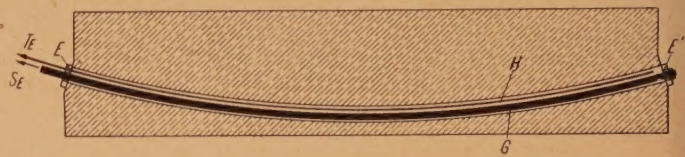


Bild 3.

Gleitkanal außer dem eigentlichen Spannglied G ein zweites Spannglied H — es werde mit Hilfsglied bezeichnet — einzulegen. Zuerst wird das Spannglied G an einem Ende (Punkt E) mit der Sollspannkraft S_E angespannt und anschließend zieht man das Hilfsglied H mit der Kraft T_E [gemäß (26)]. Da das Hilfsglied am anderen Ende (Punkt E') nicht verankert ist, kann es vollständig herausgezogen und immer wieder verwendet werden. Der beim Spannen des Spanngliedes G entstandene Spannkraftverlust infolge Reibung wird dabei automatisch gelöscht. Während dieses Vorgangs muß die eingeleitete Spannkraft S_E aufrecht erhalten werden, was sich leicht einrichten läßt, indem der Druck in der Spannpresse konstant gehalten wird. Nach dem Herausziehen des Hilfsgliedes H hat das Spannglied G seine vollständige Längenänderung erfahren und wird verankert.

Eine genaue Kenntnis der Reibungsbeiwerte ist nicht erforderlich, da das Auslöschend der Reibungsverluste unabhängig von ihrer Größe geschieht [sie dürfen nur nicht zu groß sein, weil sonst (17) nicht mehr gilt]. Lediglich zur Bemessung des Hilfsgliedes werden entsprechend (26) die Reibungsbeiwerte benötigt, wobei jedoch ungefähre Werte ausreichen, denn das Hilfsglied verbleibt ja nicht im Bauwerk und darf über die zugelassenen Grenzen hinaus beansprucht werden. Es ist daher möglich, beim Hilfsglied mit verhältnismäßig kleinen Querschnitten auszukommen, die keine wesentliche Vergrößerung des Gleitkanals bedingen. Nach dem Herausziehen des Hilfsgliedes H füllt das Spannglied G den dann frei gewordenen Raum aus, wodurch es eine geringe Verkürzung erfährt, die sich jedoch praktisch nicht auswirkt.

Bei durchlaufenden Trägern über mehreren Öffnungen, bei denen die Vorspannglieder konvexe und konkave Krümmungen aufweisen, sind dementsprechend zwei Hilfsglieder — eines oben und eines unten — in jedem Gleitkanal anzuordnen.

Mit dem beschriebenen Verfahren ist es möglich, das Problem der Reibung beim Spannen von Vorspanngliedern weitgehend zu meistern, was insbesondere für das Vorspannen von Brücken größerer Spannweite, Durchlaufträgern und Rundbehältern von Bedeutung ist.

¹⁾ Das Verfahren ist zum Patent angemeldet.

Bau von Stahlbetonpontons für die St.-Pauli-Landungsbrücken in Hamburg.

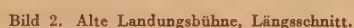
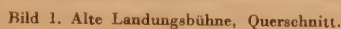
Von Dipl.-Ing. Wolfgang Pohle, Hamburg.

Die St.-Pauli-Landungsbrücken in Hamburg wurden in ihrer jetzigen Form im Jahre 1907 gebaut. Sie bestehen aus dem landfesten Gebäude und einer Schwimmbühne von 420 m Länge, die mit dem landfesten Teil durch Zugangsbrücken verbunden ist. Die Schwimmbühne ist nötig, um die anlegenden Dampfer bei jedem Wasserstand (Tidehub in Hamburg normal 2,30 m) einwandfrei bedienen zu können.

Die Schwimmbühne besteht aus 106 Stück nebeneinander liegenden Stahlschwimmkästen von 3 m Breite, 1,90 m Höhe und 20 bis 22 m Länge. Diese einzelnen Schwimmkästen werden von einem über ihnen liegenden Rost aus I-Trägern zusammengehalten, der

den aus Kanthölzern und 5 cm dicken Holzbohlen bestehenden Bühnenbelag trägt. Mehrere Stahlschwimmkästen sind jeweils zu einer Einheit zusammengefaßt, die von Holzdalben geführt und gehalten wird. Die alte Anlage hatte ein Oberdeck aus Stahlkonstruktion mit Holzbelag zur Aus- und Einschiffung von Passagieren der früheren größeren Dampfer des Nordsee-Bäddienstes. Das Oberdeck diente gleichzeitig als Wetterschutz für das Unterdeck.

Diese alte Schwimmbühne ist infolge natürlichem Verschleiß und der im Kriege durch Bombentreffer und Feuer erlittenen starken Beschädigungen vollkommen abgängig. Sie muß durch eine neue Anlage ersetzt und dabei gleichzeitig nach Osten verlängert werden,



Das Oberdeck ist gleichfalls in Stahlbeton ausgeführt. Grundriß und Querschnitte sind auf Bild 5 dargestellt. Unter ihm werden im rück-

Zunächst war geplant, die Pontons auf einer im Hamburger Hafen vorhandenen, früher für den Schiffsbau verwendeten Helling zu bauen und im Längsablauf zu Wasser zu bringen. Wegen des vorhandenen Krümmungsradius dieser Helling wäre es bei der großen Länge der Pontons erforderlich gewesen, sie in zwei Längen von 59 m zu unterteilen, getrennt vom Stapel zu lassen und dann biegefest zu verbinden. Außerdem hätte man die Pontons für die Stapellaufbeanspruchungen bemessen müssen. Diese Stapellaufbeanspruchungen sind aber bekanntlich die größten, die ein Schwimmkörper je erhält. Man muß also für diesen einen nie wieder auftretenden Fall deshalb unwirtschaftlich bemessen. Es wurden deshalb Untersuchungen angestellt, ob ein Querablauf oder der Bau in einem Trockendock günstiger sei. Da eine geeignete Querhelling oder ein passendes Trockendock nicht zur Verfügung

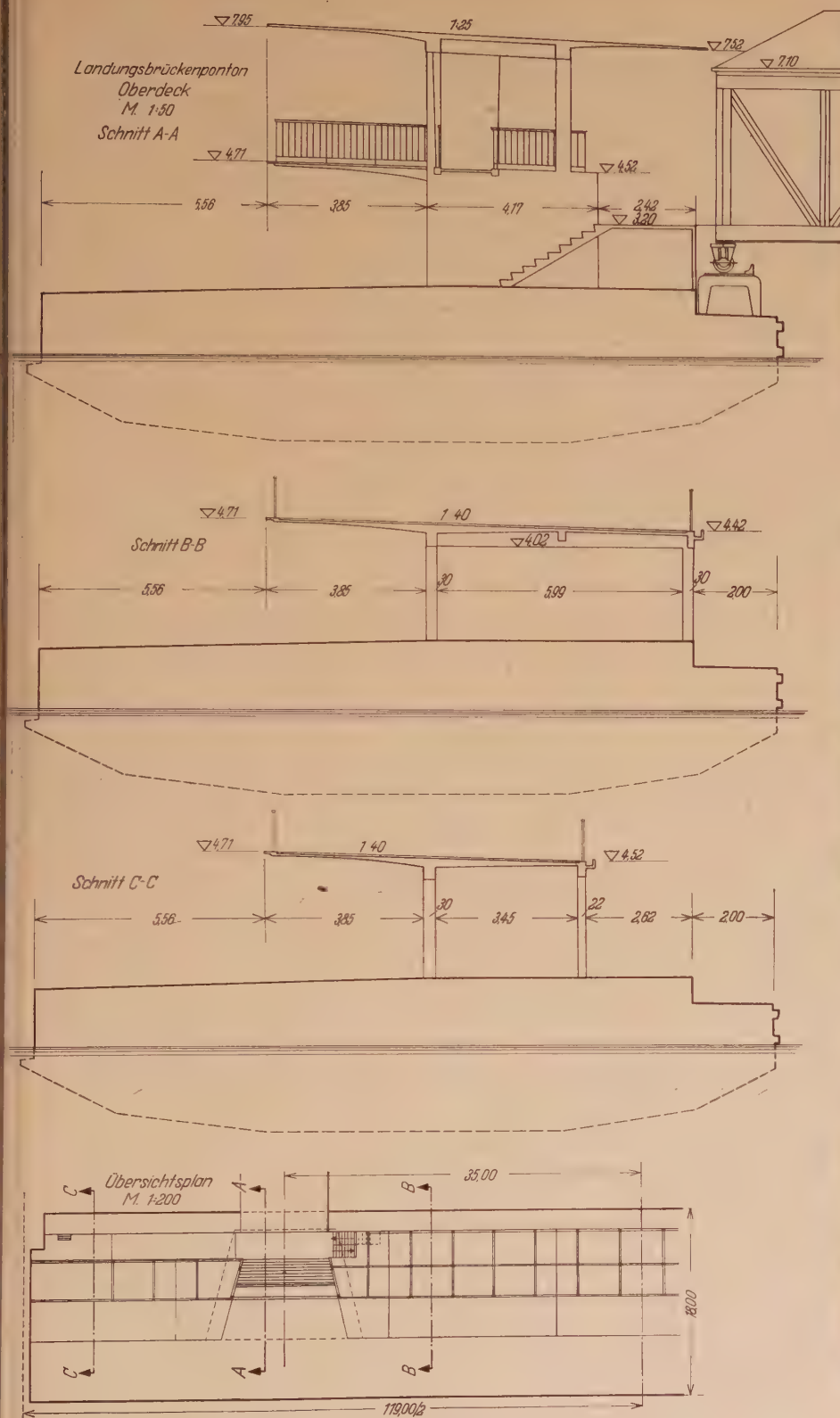


Bild 5. Oberdeck, Grundriß und Schnitte.



Bild 6.
Abschlußbauwerk des Trockendocks.



Bild 9.
Aufstellen von Schalkkästen auf der Pontonsole.

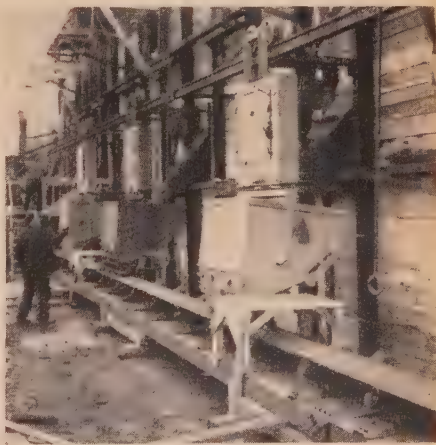


Bild 10.
Waagen und Förderband vor den Zuschlagstoffsilos.

An der Ausfahrtöffnung des Docks blieb zunächst ein Erddamm stehen. In seinem Schutz wurde die Dockgrube ausgehoben und ein Abschlußbauwerk in einfachster Form, bestehend aus seitlichen Spundwänden und einer unteren Betonschwelle, hergestellt. In dieses Abschlußbauwerk wurde der eigentliche Abschluß aus leichten Stahlkonstruktionsböcken mit oberem Horizontalholm und Schutztafeln aus Holz eingebaut, die vor dem Ausschleppen des Pontons durch die auf der Baustelle so wie so vorhandenen Turmhörkräne aus- und nachher wieder eingebaut wurden (Bild 6).

Die Bodenschalung des Docks wurde nicht unmittelbar auf den Boden, sondern auf eine Unterkonstruktion von 240 Stück 7 m langen Holzpfählen, die unter den Querwänden des Pontons angeordnet waren, gelegt. Über den Pfählen liegen stählerne Längsholme, die die Hico-Träger aufnehmen, auf denen dann die Bodenschalung des Pontons liegt. Durch diese Pfahlrammung wurden ungleichmäßige Setzungen und damit die Bildung unerwünschter Risse im Ponton vermieden. Die Bodenschalung wurde auf den Pfählen außerdem so hoch gelegt, daß der fertige Ponton

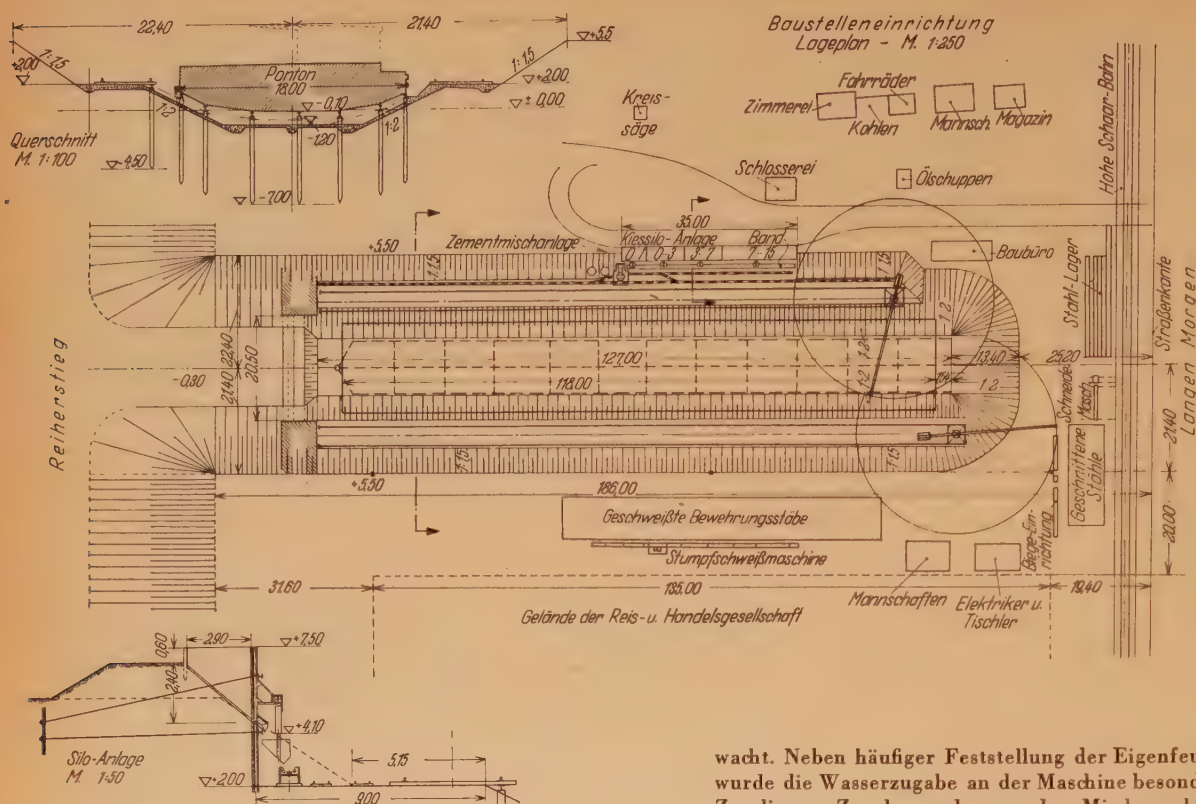


Bild 7.
Trockendock
und
Baustelleneinrichtung.

nach dem Ausschalen von unten besichtigt und auf ordnungsgemäße Betonüberdeckung der Stahleinlagen und gute Betonbeschaffenheit überprüft werden konnte.

Die von der ausführenden Arbeitsgemeinschaft Dyckerhoff & Widmann/Philipp Holzmann entworfene Baustelleneinrichtung selbst ist verhältnismäßig einfach, aber zweckentsprechend, und besonders auf die Herstellung eines einwandfreien Betons abgestellt. Sie ist auf Bild 7 dargestellt.

Auf jeder Seite der Dockgrube läuft auf einer Berme der Böschung ein Turmdrehkran zum Einbringen der Schalung, des Bewehrungsstahls und des Betons. Längs der einen Seite liegt auf der Berme außerdem ein Transportgleis von 60 cm Spur für den Beton. An diesem Gleis liegt landseits auch die Betonfabrik — rechts auf dem Bild 8 —, das im übrigen eine Gesamtübersicht über die Baustelle in Blickrichtung Abschlußdamm gibt. Im Hintergrund sieht man die ersten der eingesetzten Schalungskästen, die auf Bild 9 deutlicher dargestellt sind.

Die Betonfabrik besteht aus einer Reihe nebeneinander liegender, in die Baugrubenböschung eingebauter Silos für die verwendeten drei Korngrößen. Die die Zuschlagstoffe anfahren Lastwagen fahren oben an die Silos heran und kippen in sie ab. An den unten liegenden Siloschnauzen hängen Waagen (Bild 10), über die der Zuschlag auf ein unter ihnen liegendes Förderband fällt, das ihn in den Aufzugskübel der am Förderbandende aufgestellten 750-l-Mischmaschine bringt.

Der Zement wird mit Zementsilowagen lose zur Baustelle gebracht, in zwei Stahlsilos geblasen, über Waagen abgezogen und durch Zuführungsrohre gleichfalls in den Aufzugskübel der Mischmaschine geleitet.

Besonderer Wert wurde auf die Herstellung eines einwandfreien, wasserdichten Betons gelegt. Abgesehen von der richtigen Kornzusammensetzung und Zementzugabe werden deshalb besonders der Wasserzementfaktor und die Frischbetonverdichtung über-

wacht. Neben häufiger Feststellung der Eigenfeuchtigkeit des Kieles wurde die Wasserzugabe an der Maschine besonders scharf begrenzt. Zu diesem Zweck wurde vor der Mischmaschine in die Wasserzuleitung eine besondere Wasseruhr eingebaut, die es dem Mischmaschinenführer ermöglichte, die festgelegte Wasserzugabe an der Mischmaschine genau einzuhalten (Bild 11).

Der Beton wurde aus der Mischmaschine in Transportkübel mit Bodenklappen entleert, die auf Plattformwagen längs der Baugrube von Hand bis seitlich der Einbaustelle verfahren und dort vom Turmdrehkran gefaßt und zur Einbaustelle gereicht wurden. An der Einbaustelle wurde mit Innenrüttlern verdichtet.

Decke und Boden wurden mit 400, die Wände mit 450 kg Zement/m³ Festbeton hergestellt. Der Wasserzementfaktor schwankte zwischen 0,45 und 0,5. Die Druckfestigkeit nach 28 Tagen lag bei 350 kg/cm². Die Frischbetonverdichtung erreichte 98,6 %. Damit ist der Beton selbst wasserdicht. Er wurde nicht besonders geputzt, sondern blieb so, wie er aus der Schalung kam.

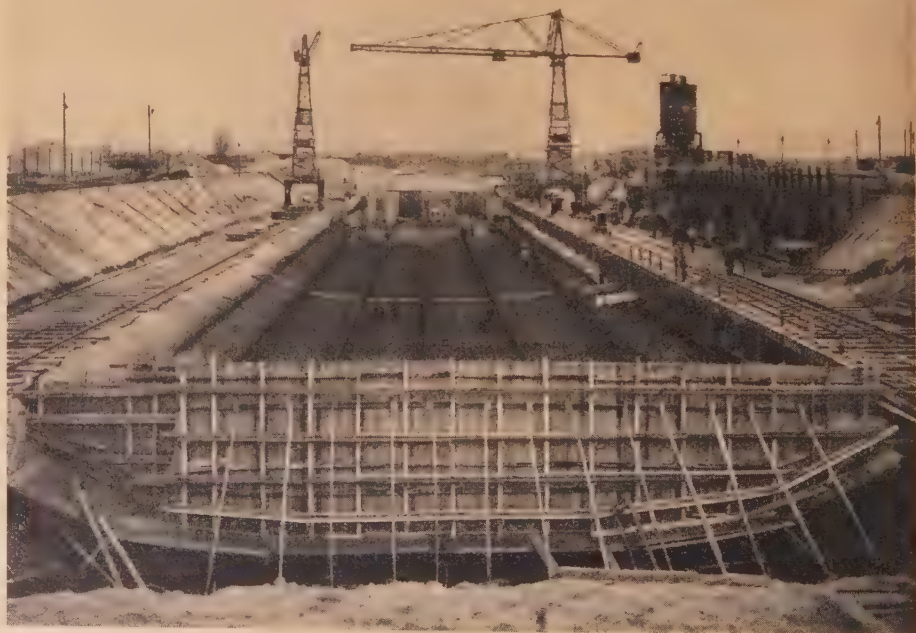


Bild 8. Blick über die Baustelle.

Die Schalung wurde weitgehend in Tafeln und Kästen vorbereitet und vom Turmdrehkran an der Einbaustelle versetzt.
Die Bewehrung besteht aus Stahl II. Bei der sechslagigen Anordnung in den verhältnismäßig dünnen Wänden mußte sie besonders sauber geflochten und durch Abstandhalter die verlangte Betonüberdeckung sichergestellt werden.

Die gesamte Betonmenge eines Pontons beträgt etwa 1100 m³. Die Stahleinlagen haben ein Gewicht von etwa 325 t.
Um die Pontons auszuschwimmen, wurde das Abschlußtor durch die Turmdrehkräne entfernt, nach dem Aufschwimmen bei Hochwasser der Ponton mit Kabelwinden vorgezogen und an die bereitliegenden Schlepper übergeben. Bild 12 zeigt den ausgeschwommenen Ponton mit den ersten längsseits gehenden Schleppern, die ihn zur Ausrüstungsstelle brachten.

Das Oberdeck stand beim Ausschwimmen fertig in der Schalung und in der Bewehrung. Der Beton wurde erst an der Ausrüstungsstelle eingebracht, um das Gewicht des Pontons und damit seine Tauchtiefe nicht unnötig zu vergrößern. Da die Baugrubensohle wegen der Wasserhaltung und des möglichst gering zu haltenden Erdaushubs so hoch wie möglich gelegt wurde, standen beim Ausschwimmen bei normalem Hochwasser nur 25 cm Wassertiefe unter dem Pontonboden zur Verfügung.

Besondere Sorgfalt wurde auf die Ausbildung der wasserseitigen Fenderung gelegt, da hier mit verhältnismäßig starken Schiffsstößen zu rechnen ist. Als Verschleißschicht dienen 5 cm dicke

Eichenbohlen vor dicht an dicht liegenden Eichenkanthölzern 25 × 27 cm. Dieser Holzbelag ist erstmalig im Hamburger Hafen durch besonders entwickelte Gummipuffer gegen die Betonwände abgefedert. Die Gummipuffer sind in der Lage, allein einen Schiffs-



Bild 12. Abschleppen des ausgeschwommenen Pontons. Auf dem Ponton die Schalung für das Oberdeck.

stoß von 1000 t bei einer Geschwindigkeit von 0,5 m/sek. aufzunehmen. Die Fenderung ist in einzelne Platten unterteilt, die für sich vom Ponton aus mit einem einfachen Hebegerät herausgehoben, notfalls ausgebessert und wieder versetzt werden können (Bild 13).

Erfahrungen aus der Zerstörung und beim Wiederaufbau des Berliner Aquariums.

Von Dr.-Ing. Hans Fiesinger, Berlin

I. Wirtschaftliche Betrachtungen zur Bauaufgabe.

Das in den Jahren 1912 bis 1914 in Stahlbeton mit Außenwänden aus Ziegelmauerwerk errichtete Aquarium, eine in allen Ländern bekannte Sehenswürdigkeit des Berliner Zoologischen Gartens, fiel am 23. November 1943 einem schweren Luftangriff zum Opfer. Beim Anblick der Ruinen hatte man zunächst wenig Hoffnung, das schwerbeschädigte Bauwerk wieder aufbauen zu können.

Eine Untersuchung über den Umfang der Bauschäden sowie über die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit des Wiederaufbaues des Aquariums im Vergleich zu einem Abbruch und vollständigem Neubau hatte folgendes Ergebnis:

- 15 % des umbauten Raumes waren völlig zerstört bzw. mußten abgebrochen werden,
- bei 43 % stark beschädigten Raumes war eine Wiederherstellung durch Verstärkung der Stahlbetonkonstruktionen möglich,
- 4 % zerstörten Raumes konnten unterfangen und ausgebessert werden,
- bei 38 % umbauten Raumes waren nur geringfügige Ausbesserungsarbeiten erforderlich (Bild 1).

Eine Rentabilitätsberechnung mit Kostenanschlag ergab:

- a) Gesamtbaukosten für Abbruch der Ruine und Neuaufbau unter Beibehaltung der unbeschädigten Kellerräume = 926 600,— DM
 - b) Gesamtbaukosten für die Wiederherstellung aus den Trümmerresten = 362 990,— DM
- also eine Kostenersparnis bei Wiederherstellung gegenüber einem Neubau von 563 610,— DM

Dieser einwandfreie finanzielle Vorteil, zu dem noch zusätzlich Gewinn infolge verkürzter Bauzeit kam, war so groß, daß sich die Zooverwaltung zur Wiederherstellung des Aquariums in der alten Querschnitts- und Grundrißform mit einer dem heutigen Geschmack entsprechenden Außenansicht entschloß. Die Möglichkeit, die oben berechnete Kostenersparnis erzielen und den Wiederaufbau praktisch auch durchführen zu können, lag einzig nur allein an dem vorteilhaften Verhalten des Baustoffes Stahlbeton.

Die Errichtung des alten Aquariums fiel in die Frühzeit des Stahlbetonbaus. Damals fehlten noch die heutigen Erkenntnisse über Schubbewehrung, Schwinden, Kriechen sowie über die Technologie der Baustoffe. Es war erstaunlich, wieder einmal feststellen zu können, wie widerstandsfähig sich trotzdem die alte Bauart den stärksten Beanspruchungen gegenüber gezeigt hat und wie sich andererseits hoffnungslos aussehende Bauteile verhältnismäßig einfach und einwandfrei ausbessern und als Neukonstruktionen wieder verwenden ließen.

II. Ursache und allgemeine Zerstörung.

Die Zerstörungen wurden durch Sprengbomben und Phosphorbomben mit größter Hitzeentwicklung verursacht. Der Hauptexplosionsherd einer Sprengbombe stärksten Kalibers lag in der Mitte oberhalb des Krokodilbeckens (Bild 1) und, in der Längsrichtung gesehen, über dem östlichen Ende des Beckens.

Alle Bauteile oberhalb der Straßenoberfläche waren durch den Explosions-

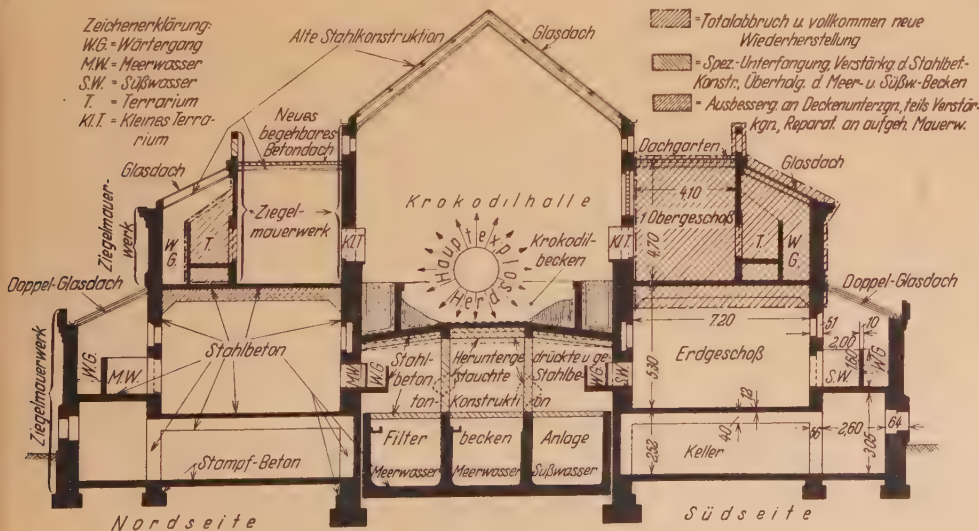


Bild 1. Querschnitt mit den einzelnen Zerstörungsgraden.

druck und -sog mehr oder minder schwer beschädigt. Alle in der Erde liegenden Konstruktionsteile blieben gut erhalten. Eine Ausnahme bildete nur die Schadenstelle an der Südostecke in der Budapest-er Straße, wo eine Zeitzünderbombe bis zum Keller durchgeschlagen war und das Bauwerk in voller Höhe über einer Grundfläche von 45 qm aufgerissen hatte (Bild 2).

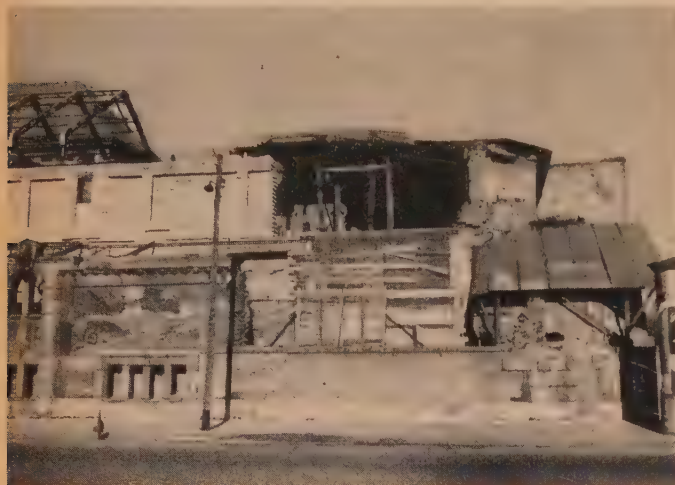


Bild 2. Schadenstelle an der Südostecke (Budapester Straße).

III. Verhalten der Baustoffe und der alten Stahlkonstruktionen.

Interessant war das Verhalten der drei Baustoffe — Stahl, Ziegelmauerwerk und Stahlbeton — gegenüber der Sprengwirkung und der Wärmebeanspruchung.

Die Stahlbinden des Krokodilhallendaches aus INP 30 waren durch Sprengstücke durchschlagen, durch Luftdruck zerrissen und durch Wärme ausgeglüht, verbogen und nicht wieder zu verwenden. Das Ziegelmauerwerk der Umfassungs- und Zwischenwände zeigte starke Risse, Verschiebungen, Verkantungen und Einsturzflächen, konnte aber größtenteils ausgebessert werden. Erneuerung kam nur für die verkanteten und eingestürzten Flächen in Frage.

Um über das Verhalten der Stahlbetonbauteile einen klaren Bericht geben zu können, sei hier eine kurze Erläuterung der konstruktiven Ausbildung gestattet. In der Querschnittsmitte des Gebäudes in Höhe des 1. Obergeschosses lag der Stahlbetontrog des Krokodil- und Schildkrötenbeckens, abgefangen durch Längs- und Querunterzüge. Diese Unterzüge sind unter den mittleren Auflagerpunkten auf Stahlbetonstützen mit 30×50 cm Querschnitt gelagert, an den Endauflagern in die Stahlbetonwände der seitlichen Anbauten starr eingespannt. Die Stahlbetonsäulen stützen sich auf die mittleren Behälterwände der unterirdischen Filterbeckenanlage für die Meer- und Süßwasservorräte ab. Das Filterbecken ist als Stahlbetonwanne mit Zwischenlängswänden ausgeführt, unabhängig von den umgebenden Gebäudeteilen gegründet und durch eine allseits angeordnete isolierte Dehnungsfuge von diesen getrennt.

Um Krokodil- und Filterbecken herum sind die Vorratskeller für Futter und Heizung, darüber die Wandelgänge mit den großen und kleinen Aquarien im Erd- und 1. Obergeschoß angeordnet. Die Massivdecken über dem Keller- und Erdgeschoß sind als durchlaufende Platten über Zweigelenkrahmen aus Stahlbeton ausgeführt. Die Längswände beiderseits des Wandelganges, die großen Aquarienbecken sowie die Treppenläufe und -podeste in den Treppenhäusern bestehen ebenfalls aus Stahlbeton.

Die begehbare Dachdecke war als Stahlsteindecke zwischen geknickten Stahlbindern und einige Decken über dem Vestibül an der westlichen Stirnseite des Gebäudes als Stahlbetonrippendecken zwischen Walzträgern hergestellt. Die äußeren Abschlußwände sind aus Ziegelmauerwerk ausgeführt. Auf diese aufgelagert waren schräge Glasdächer, die den Lichteinfall in die großen Aquarien und Terrarien ermöglichten, während der Publikumsraum verdunkelt war.

Die Wucht des Volltreffers über der Mitte des Krokodilbeckens war so stark, daß ein quer über das Becken führender Stahlbetonsteg auseinanderbrach und der unter dem Explosionsherd liegende Teil des Krokodilbeckens nach unten gedrückt, vom Sog angehoben wurde und dann wieder heruntersackte. Die tragenden Stahlbeton-

stützen wurden gestaucht, der Beton an den Bruchstellen zerstört und die senkrechten Rundstahleinlagen schleifenförmig herausgebogen. Die Längs- und Querunterzüge lösten sich teilweise von der Decke und brachen mehrfach durch. Größere Schubrisse zeigten sich beiderseits der Auflagerstellen, besonders aber an sämtlichen seitlichen Einspannstellen. Die Krokodilbeckensohle war infolge der Überbeanspruchung und großen Durchbiegung in einer Fläche von 6 qm aufgeplatzt, sonst stark rissig, jedoch nicht durchschlagen. Die herausgebogenen Rundstahleinlagen hielten die gesamte Konstruktion immer noch zusammen (Bild 3).

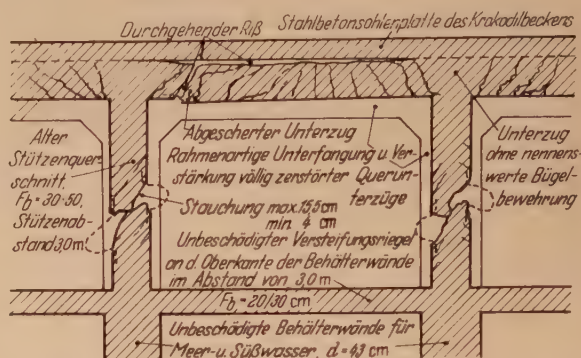


Bild 3. Einzelheiten der gestauchten und durchgeknickten Stützen und Unterzüge unter dem Krokodilbecken.

Die hier geschilderte schwere Beschädigung des tragenden Teiles unter dem Krokodilbecken erstreckte sich auf eine Grundfläche von 10,5 m Breite und 15 m Länge. Der übrige Teil der gleichen Konstruktion mit derselben Grundfläche blieb vollkommen unbeschädigt.

Die Schäden wären wahrscheinlich noch geringer gewesen, wenn die zutage getretenen Mängel — im Sinne unserer heutigen Bestimmungen — beim Bau hätten vermieden werden können: Es fiel auf, daß in den Säulen und Unterzügen so gut wie keine Bügel, in den Unterzügen nur eine ungenügende Schubbewehrung und in den Decken wenig Aufbiegungen und keine Verteileisen vorhanden waren. Die Kornzusammensetzung des Betons zeigte einen sehr hohen Gehalt an Feinsand. Die Stauchungen der in 3 m Abstand angeordneten Stützen stuften sich von 15,5 cm bis 4 cm je nach der Entfernung vom Explosionsherd ab. Daß die Unterzüge an allen End-Einspannstellen durchgerissen sind, ist kein Wunder; denn sie waren auf zwei sich verschieden setzende Grundkörper gelagert. Hier lag ein Konstruktionsfehler vor.

Bedenken mußten angesichts der stark gestauchten Stützen unter dem Schildkrötenbecken für die Behälterzwischenwände der See- und Süßwasserbecken entstehen, in deren oberen Teil die Stützen eingespannt sind. Nachdem das Wasser in diesen Becken abgelassen war, wurden die Behälter deshalb einer genauen Prüfung unterzogen. Dabei zeigte sich, daß die 35 bis 45 cm dicken Wände im allgemeinen unbeschädigt waren, auch in der Sohle waren keine Risse zu finden. Die Begründung für diese überraschende Tatsache liegt darin, daß die Behälterwände in Höhe der Fußpunkte der gestauchten und beschädigten Säulen durch Stahlbetonbalken mit Querschnitt 30×20 cm waagrecht und senkrecht zu den Wänden ausgesteift sind. Diese Aussteifung und die breiten durchgehenden Behälterwände erwiesen sich als stark genug bemessen, den hohen Druck, der durch die Stützen herabgeleitet wurde, voll aufzunehmen und als lastverteilende Schwelle auf die Behältersohle zu übertragen, die ihrerseits wieder bei der großen Bodenfläche den übertragenden Druck so verteilte, daß der Bodengendruck keine Zerstörungen in Sohle und Seitenwänden mehr verursachen konnte. Da sich nach Leerung der Becken kein neues Wasser ansammelte, war bewiesen, daß kein Grundwasser eintreten kann, die Isolierung der Behälter also unbeschädigt geblieben ist.

Im Querschnitt (Bild 1) gesehen, wirkte sich der Explosionsdruck mehr nach der Südseite aus. Hier war der obere Teil der mittleren Mauerwerks-Längswand so stark nach der Straßenseite zu weggedrückt worden, daß die stählernen geknickten Dachrahmen mit der Stahlsteindecke auf die Massivdecke über dem Erdgeschoß stürzten. Diese Decke selbst war kreuz und quer durchgerissen, die

Unterzüge waren stark nach unten durchgebogen und über die ganze Länge durch Schubkräfte gerissen.

Bild 4 zeigt diesen Teil des Aquariums nach Enttrümmerung der



Bild 4. Innenaufnahme der Ruine mit den Resten der südlichen Ausstellungsräume.

Massivdecken und Unterzüge von Betonresten, die durchgebogene Rundstahlbewehrung, 11 ϕ 20 mm, der Querrahmenriegel mit der völlig ungenügenden Schubbewehrung (3 ϕ 20 beiderseits der Einspannstellen) und ohne obere Eckstäbe zur Deckung der Rahmenmomente. Im Hintergrund Mitte rechts ist die Durchschlagstelle an der Südostecke mit aufgerissener Kellerdecke, im 1. Obergeschoß rechts oben die nach außen gedrückte Ziegelmauerwerkswand zu erkennen. Die Stahlbeton-Seitenwände mit den Aquarienbecken im Erdgeschoß blieben, bis auf die vorgenannte Schadenstelle an der Südostecke und abgesehen von einigen Rissen in den dünnen Beckenwänden, unbeschädigt (Bild 5). Auch im nördlichen Teil des Aquariums war die Stahlsteindecke des Daches durch Luftdruck und nachfolgende Witterungseinflüsse so zerstört, daß sie fast vollständig abgebrochen werden mußte. Die Stahlrahmen des Daches und Mauerwerksteile blieben bis auf ausbesserungsfähige Schäden erhalten. Dagegen war die Massivdecke über dem Erdgeschoß stark gerissen. Die Unterzüge wurden durch die gewaltige Druckbeanspruchung nach unten gedrückt und zeigten über die ganze Länge verteilt schräg nach der Mitte aufsteigende Schubrisse. Teilweise waren die Unterzüge auch durch einen Spalt von der Deckenplatte getrennt und die Betondeckung unter der unteren Rundstahleinlage abgesprengt. Auch seitlich war die Betonhaut abgeplatzt. Hier zeigte es sich, daß in den Deckenbalken nur etwa 60 % der in der alten statischen Berechnung ermittelten Rundstahlbewehrung vorhanden war, ein schwerer Ausführungsfehler! Bild 6 zeigt diesen Bauteil nach der Zerstörung. Man erkennt ferner an haftengebliebenen



Bild 6.

Beschädigungen der Stahlbetondecke und Unterzüge der nördlichen Ausstellungsräume.

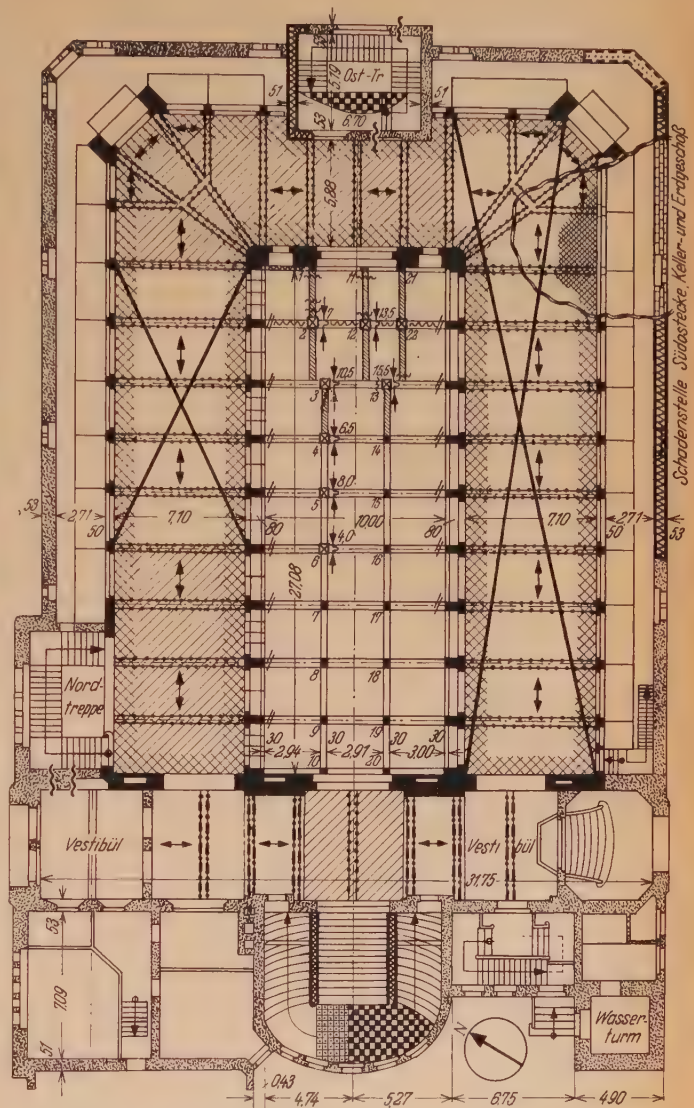


Bild 5. Grundriß.

- 1: Vorhandene brauchbare Stahlbetonkonstruktionen.
- 2: Vorhandenes brauchbares Mauerwerk.
- 3: Stark beschädigtes und abbruchreifes Ziegelmauerwerk.
- 4: Neues Ziegelmauerwerk.
- 5: Beschädigtes wiederherzustellendes Ziegelmauerwerk.
- 6: Abzubrechende und neu zu erstellende Stahlsteindecke.
- 7: Neue Stahlsteindecke.
- 8: Abzubrechende und neu zu erstellende Stahlbetondecke.
- 9: Auszubessernde Stahlbetondecke.
- 10: Neue Stahlbetondecke.
- 11: Abzubrechende und neu zu erstellende Stahlbetonunterzüge.
- 12: Abzustefender und auszubessernder Stahlbetonunterzug.
- 13: Abzubrechende und abzustefende sowie neu zu erstellende Stahlbetonstütze.
- 14: Wandartige Stahlbetonunterfangung des Schildkrötenbeckens.
- 15: Schubrisse an den Einspannstellen der Stahlbetonunterzüge.
- 16: Rissbildungen in Stahlbetonbalken und -decken.
- 17: Rissbildungen im Mauerwerk.
- 18: Stauchungen von Stahlbetonstützen (5,5 cm).
- 19: Deckenspannungsrichtung.

Putzresten, daß der Putz durch den starken Sog von Decke, Balken und seitlichen Massivwänden abgeblättert wurde.

An den beschädigten Stahlbetonkonstruktionen konnte man feststellen, daß bei Decken und Balken die Stützmomente durch abgebogene Rundstähle nur ungenügend gedeckt waren und bei Balken ein viel zu großer Bügelabstand (80 bis 100 cm), zu kleine Bügeldurchmesser und unzureichend kurze Bügellängen vorhanden waren. Die Bügel endigten kurz über der Deckenunterkante mit waagerechten Haken, die zum Los-trennen von Deckenplatte und Balken viel beitrugen. Die Stahlbetonkellerdecken waren so gut wie unbeschädigt. Nur an wenigen Unterzügen zeigten sich kleine Schubrisse. Die Wucht der Sprengwirkung war durch den

guten Verbund von Decke und Stahlbetonseitenwänden im Erdgeschoß erheblich abgeschwächt worden.

IV. Bemerkenswertes über die Wiederherstellung der Stahlbetonkonstruktionen.

Bei der Behebung der Gebäudeschäden wurde von dem Grundsatz ausgegangen, soviel von den schwer beschädigten Stahlbetonkonstruktionen wieder zu verwenden, wie es die konstruktive und baustoffmäßige Gestaltung nach den neuesten baupolizeilichen Vorschriften zuließ.

Begonnen wurde mit der Wiederherstellung des tragenden Teiles unter dem Krokodilbecken, damit zunächst der Kern des Gebäudes wieder gesichert und ein Festpunkt für die weitere Instandsetzung der danebenliegenden wandelgangartigen Besichtigungsräume geschaffen war. Unter dem schweren Krokodilbecken drohte Einsturzgefahr, man mußte also besonders vorsichtig und nach einem wohl-durchdachten Bauprogramm vorgehen. Da die herabgedrückte Konstruktion seitlich gezwängt war, wurde davon abgesehen, sie mit hydraulischen Pressen anzuheben. Die Reibungskräfte hätten außer der an sich schon hohen Auflast sehr hohe Pressendrucke erfordert, die ihrerseits wieder schädliche Einflüsse auf die in Ordnung gebliebenen Konstruktionsteile ausgeübt hätten. Daher wurde der neugebildete Gleichgewichtszustand der Massen durch Verstärkungen und Unterfangungen gesichert.

Ausgehend von der Wiederherstellung der weniger beschädigten Stützen, Unterzüge und Deckenteile, die von der gefährlichsten Schadenstelle am weitesten entfernt waren, wurde der Gefahrenherd mehr und mehr eingekreist, so daß man zuletzt den schweren Eingriff für die Standsicherheit dieser schlimmsten Stelle (Bild 3) unter den bereits ringsum gesicherten Konstruktionsteilen vornehmen konnte. Äußerst beengte Raumverhältnisse und die Dunkelheit erschwerten die Arbeiten ganz besonders. Der Beton der durchgerissenen 2,85 m hohen Stützen, die vorher einzeln durch kräftige Rundholzsteifen vorläufig abgefangen und gesichert waren (Bild 7), wurde mit Preßluftgeräten auf 1,30 m Höhe ober- und unterhalb der Bruchstelle herausgebrochen und die Rundstahlbewehrung freigelegt. Dann wurde die alte durchgestauchte Bewehrung herausgeschnitten, eine neue Bewehrung mit der entsprechenden Überdeckung der Längen an die alten Anschlußstücke verlegt und Umschließungs- sowie Kreuzbügel eingeflochten. Aus

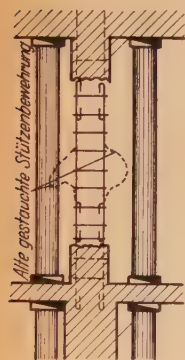


Bild 7.
Einzelheiten während der Verstärkung einer durchgeknickten Stütze unter dem Krokodilbecken.



Bild 8.
Fertig verstärkte Stütze im Schnitt.

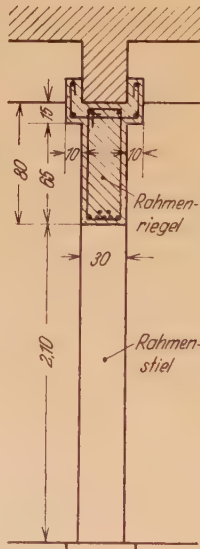


Bild 9.
Einzelheit für einen unterfangenen Unterzug unter dem Krokodilbecken.

gelagert waren, unterfangen. Danach wurden auch hier die freigelegte Bewehrung ergänzt und alle Risse und Bruchschäden zutorkretiert. Die abzufangenden Unterzüge wurden um ihre Unterkante herum vom neuen Rahmenriegel klauenförmig umfangen. Damit sollte hier eine Schwindfuge vermieden werden (Bild 9).

Gänzlich zerstörte Unterzüge wurden zwischen den ausgebesserten Stützen mit Stahlbetonwänden unterfangen, die in die Filterbeckenlängswände mit Nut und Feder eingelassen waren. Zuletzt wurden die Deckenrisse sowie freiliegende Rundstahlbewehrungen der einzelnen Deckenfelder der Krokodilbeckensohlen von unten zutorkretiert.

Nach der Unterfangung und Wiederherstellung der tragenden Teile des Krokodilbeckens sowie Ausbesserung und Erneuerung der Ziegelaußenwände wurden zunächst die seitlichen Dachflächen über dem 1. Obergeschoß als Stahlsteindecken zwischen Stahlprofilrahmen ausgeführt und die seitlichen Dachflächen im Erdgeschoß über den großen Aquarienbecken neu beglast, um den Bau austrocknen und beheizen zu können, da der Wiederaufbau in die winterliche Jahreszeit fiel. Dieses gelang auch, und es konnte nun auch an die Wiederherstellung der Unterzüge und Decken über den Ausstellungsräumen des Erdgeschosses gegangen werden.

Decke und Balken der Nord- und Stirnseiten waren nach den Stahlbetonbestimmungen vom 24. Mai 1907 mit zulässigen Spannungen $\sigma_b/\sigma_s = 40/1000$ bemessen worden. In den Unterzügen waren in Feldmitte 7 ϕ 20 mm vorhanden. Unter Mitverwendung dieser Bewehrung wurden die Unterzüge aus Sicherheitsgründen nunmehr als Balken auf zwei Stützen nach der zur Zeit geltenden DIN 1045 bemessen. Dabei ergab sich für die neu verlangte Deckennutzlast von 500 kg/qm eine Zusatzbewehrung von 6 ϕ 26 mm für den von 30/50 auf 41/58 cm verstärkten Querschnitt.

Im Verlauf der Bauarbeiten wurden nun zuerst die lockeren Betonstücke von den nach unten durchgebogenen Deckenbalken entfernt und die restlichen Seitenflächen aufgeraut. Dann wurden neben und unter den Einspannstellen mit Preßluftwerkzeugen 40 cm tiefe neue Auflagernischen für die Verstärkungsstäbe hergestellt, für eine neue vorschriftsmäßige Bügelbewehrung vorsichtig Löcher durch die Deckenplatte, dicht neben den Seitenflächen der alten Unterzüge, gebohrt und eine Verbindungsrinne zwischen diesen

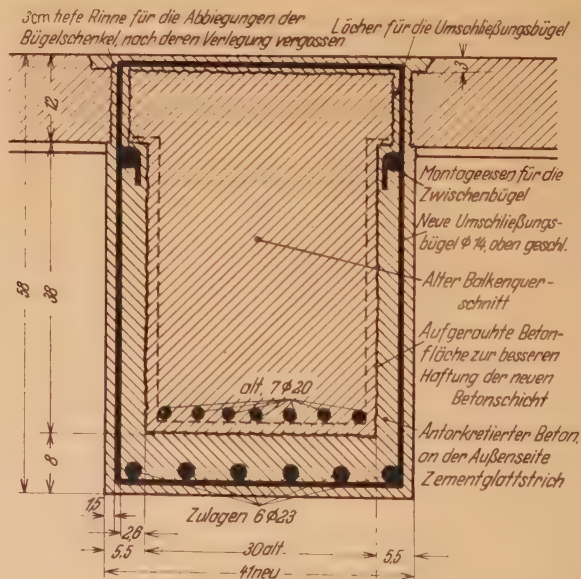


Bild 10.
Einzelheit der Verstärkung und Wiederherstellung zerstörter Deckenbalken über dem Erdgeschoß.

Sicherheitsgründen wurde zusätzlich eine zweite äußere Längs- und Bügelbewehrung zur Verstärkung des Säulenquerschnittes angeordnet und das Ganze eingeschalt (Bild 8). Der Beton konnte infolge der beengten Verhältnisse nur an Ort und Stelle gemischt und eimerweise in die Schalung gebracht werden. Außenrüttler sorgten für die Zusammenrüttelung des Mischgutes, eines Kiesbetons B 160 mit 300 kg Z 325 je 1 m³ Fertigbeton.

Bei gering beschädigten Unterzügen wurden die Schubrisse mit Preßluftgerät erweitert und nach dem Torkretverfahren mit Zement ausgepreßt. Schwer beschädigte Unterzüge wurden durch Stahlbetonrahmen, deren Stiele mit den verstärkten Stützen verbunden waren und auf deren Riegel die alten Unterzüge auf-

Löchern von 3 cm Tiefe, quer zur Balkenachse, ausgespitzt. Nach Verlegung der Zusatzstäbe wurden von unten U-förmige Bügel durch die Deckenlöcher geschoben, deren Schenkel nach Anliegen an die untere Zugbewehrung in die oberen Rinnen abgebogen wurden. Zwischen den Umschließungsbügel wurden noch zusätzliche Zwischenbügel eingebunden und das ganze neue Rundstahlgeflecht um die auszubessernden Deckenbalken von allen Seiten auf die neue Querschnittsform zutorkretiert und abgerieben, so

Daß eine vollständige korsettartige Umhüllung der Unterzüge entstand. Bild 10 zeigt Einzelheiten der Verstärkung. Beschädigte Beckenfelder wurden unter Schonung der alten Tragbewehrung ebenfalls von Betonresten befreit und nach Verlegen von zusätzlichen Rundstäben und Einschalen der Schadensstellen von oben betoniert.

An der Südseite verliefen die Wiederherstellungsarbeiten wesentlich einfacher. Hier wurden zu den noch vorhandenen 11 $\varnothing$ 20 mm noch 4 $\varnothing$ 22 mm zugelegt, und abgebogen, wiederum eine kräftige Stäbelsbewehrung verlegt, die Unterzüge als Einfeldbalken, die Beckenplatte durchlaufend ausgebildet und mit Ziegelsplittbeton neu betoniert. Auch die Schadensstelle an der Südostecke wurde einschließlich Erdgeschoßzwischenwand und dem großen Aquarienbecken aus Stahlbeton neu hergestellt (Bild 11).

Um die Stahlbetonfischbecken nach der Beschauerseite gegen die 10 cm dicken Glaswände abzudichten, wurde versuchsweise eine Schutzschicht aus Tonerdeschmelzzement auf die Abdichtung betoniert. Es zeigte sich aber, daß die Fische, vermutlich infolge des schwefelartigen Geruches, den man schon beim Öffnen der Zementpacke feststellen konnte, eingingen. Ferner traten feine Haarrisse, die einmal unter vernehmbarer Knallwirkung entstanden, auf. Höchstwahrscheinlich war der Grund dafür der große Temperaturunterschied zwischen abbindendem Beton und kühlem Beckenwasser. Daher wurden die Becken unter Verwendung von gewöhnlichem Hochofenzement abgedichtet, ohne daß dabei eine nachteilige biologische Wirkung für die Fische festgestellt werden konnte.

V. Schlußbemerkung.

Der Vorentwurf sowie der Entwurf für den gesamten Wiederaufbau, die Wirtschaftlichkeitsberechnungen, Ausarbeitung des Kostenangebotes, Aufstellen der statischen Berechnungen und der Bewehrungspläne, sowie die Bauausführung wurden, unter Leitung des Verfassers, von der Massivbau-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Charlottenburg, durchgeführt. Tatkräftige Mithilfe leistete der Zoo-Direktor Schröder, dem der Wiederaufbau seines Aquariums

besonders ans Herz gewachsen war, Dank gebührt ferner der gesamten Bauleitung des Berliner Zoo unter Bauleiter Wolf für ihre verständnisvolle Unterstützung bei der Durchführung der schwierigen Bauarbeiten. Die Prüfung der statischen Berechnung



Bild 11. Wiederhergestellte Stahlbetonkellerdecke, Wand- und Aquarienbecken der Schadensstelle an der Südostecke.

und der Bewehrungspläne lag in den Händen des Prüflingenieurs G. Heun, Berlin-Dahlem.

Das wiedererstandene Aquarium im Zoo ist heute bereits wieder ein Hauptanziehungspunkt für Einheimische und Fremde geworden und legt Zeugnis ab von der Tatkraft und dem friedliebenden Aufbauwillen der Berliner, aber auch von den großen Vorzügen des Baustoffes: Stahlbeton.

Vermischtes.

Reg.-Bmstr. a. D. Heinrich Holzmann 75 Jahre.

Am 30. August 1953 beging Regierungsbaumeister a. D. *Heinrich Holzmann* in Frankfurt am Main seinen 75. Geburtstag, nachdem er vor wenigen Wochen sein goldenes Ehejubiläum feiern konnte. Heinrich Holzmann, der nach seiner Ingenieurausbildung im Jahre 1907 in das Familienunternehmen aufgenommen wurde, hat die großartige Entwicklung der von seinem Großvater gegründeten Bauunternehmung zu einer Weltfirma miterlebt und konnte als Prokurist und dann als Vorstandsmitglied seinen Beitrag zu den großen Erfolgen leisten, die die Firma in den ersten Jahrzehnten dieses Jahrhunderts zu verzeichnen hatte.

Bis zum Jahre 1945 hat Heinrich Holzmann aktiv in seiner Firma gewirkt und nicht nur als Namensträger, sondern auch als guter Ingenieur die Geschicke der Unternehmung wesentlich beeinflußt. Nach seinem Ausscheiden aus dem aktiven Dienst wurde er in den Aufsichtsrat gewählt und ist so mit dem Gedeihen der von seiner Familie gegründeten Firma verbunden geblieben.

Auf vielen Gebieten des Ingenieur- und Tiefbaues hat Heinrich Holzmann für seine Firma und auch für die Allgemeinheit wertvolle Arbeiten vollbracht; besonders der Lösung der Probleme der Massenförderung bei großen Erdarbeiten für Kanalbauten sowie für Gründungen jeder Art galt sein lebhaftes Interesse.

Durch seine reichen Erfahrungen und sein umfassendes Wissen hat er der deutschen Wirtschaft in dem Baugeschehen der letzten Jahrzehnte große Dienste leisten können. Viele Jahre gehörte er dem Vorstand des Deutschen Beton-Vereins an, dessen segensreiche Tätigkeit er stets mit der größten Aufmerksamkeit und Verständnis beobachtet und gefördert hat.

Sein lebenswürdiges Wesen hat ihm viele Freunde gebracht. Durch seinen Gerechtigkeitsinn und die verständnisvolle Einstellung zu seinen Untergebenen hat er sich die Verehrung und Anerkennung aller Mitarbeiter, der Auftraggeber und der vielen Freunde des Hauses Holzmann erworben. Möge es Heinrich Holzmann auch weiterhin vergönnt sein, seinen Lebensabend in Frische und guter Gesundheit zu verbringen.

Linsenhoff.

Dr.-Ing. Kurt Lenk †.

Am 18. Juni d. J. verschied noch vor Vollendung seines 59. Lebensjahres nach einer lange andauernden schweren Krankheit, für seine Umgebung unerwartet, das Vorstandsmitglied der Wayss & Freytag A.-G., Dr.-Ing. *Kurt Lenk*.

Nach Absolvierung des Gymnasiums begann Lenk sein Studium Ostern 1914 an der T. H. in München. Infolge des Ausbruches des Krieges mußte er es schon im August 1914 unterbrechen. Erst im Januar 1919 war es ihm möglich, seine Studien an der T. H. Dresden wieder aufzunehmen. Hier schloß er sich nach der bemerkenswert kurzen Zeit von knapp zweieinhalb Jahren „mit Auszeichnung“ ab. Lenk war ein Schüler von Beyer, Engels, Foerster und Gehler. Schon seine Diplomarbeit, eine Wasserkraftanlage in einem kanalisiertem Fluß, läßt erkennen, daß seine besondere Liebe dem Tiefbau, und zwar vorzugsweise dem Wasserbau galt. So begann er auch seine Tätigkeit in der Praxis bei der Bauleitung einer Wasserkraftanlage. Nach diesen ersten sieben Monaten praktischer Ausbildung entschloß sich Lenk zum Eintritt in das technische Büro der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Düsseldorf. Hier konnte er in weiteren sieben Jahren seine Kenntnisse auf den Gebieten der Statik und Konstruktion im Stahlbetonbau und im Berg- und Tunnelbau verwerten und erheblich erweitern. Im Jahre 1928 wurde er zum Ober-Ingenieur und Handlungsbevollmächtigten ernannt und zur Hauptverwaltung der Firma nach Frankfurt/Main versetzt. In dieser Zeit promovierte er zum



Dr.-Ingenieur an der Technischen Hochschule Dresden mit der Arbeit „Der Ausgleich des Gebirgsdrucks in großen Teufen beim Berg- und Tunnelbau“. 1933 berief ihn die Wayss & Freytag A.-G. in ihren Vorstand.

Kurt Lenk war ein von seiner beruflichen Aufgabe besessener Ingenieur. Sein Fleiß und sein Interesse an der beruflichen Arbeit waren mustergültig. Von seinem reichen Wissen haben diejenigen, die berufen waren, ihn bei seinen Aufgaben zu unterstützen, großen Nutzen für die eigene Entwicklung ziehen können. Er war durchdrungen von dem Bestreben, auf wissenschaftlicher Grundlage zu arbeiten und die Entwicklung zu fördern. Der weiteren Entwicklung des Druckluftgründungsverfahrens galt sein besonderes Interesse. Auf diesem Spezialgebiet hat er in enger und kollegialer Zusammenarbeit mit seinen nächsten Mitarbeitern im Tiefbaubüro der Wayss & Freytag A.-G. Hervorragendes geleistet. Dies trifft auch auf die Betreuung der Arbeiter unter Druckluft in hygienischer Beziehung zu. Viele beachtenswerte Bauausführungen dieser Art im In- und Ausland sind mit seinem Namen verknüpft.

Diejenigen, die mit ihm in nähere Berührung kamen, werden Kurt Lenk als einen mit hervorragenden Eigenschaften im Menschlichen und Beruflichen ausgezeichneten Kollegen in guter und dankbarer Erinnerung behalten.

Dr. L.

Ehrung von Herrn Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Otto Graf.

Anläßlich der 50jährigen Zugehörigkeit von Professor Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Otto Graf zu der Materialprüfungsanstalt haben Rektor und Senat der Technischen Hochschule Stuttgart beschlossen, die Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen an dieser Hochschule in Otto-Graf-Institut der Technischen Hochschule Stuttgart umzubenennen. Diese Ehrung wurde dem Jubilar am 28. Juli 1953 in einer Feierstunde bekanntgegeben. Dabei wurde Professor Graf auch das ihm vom Bundespräsidenten verliehene Große Verdienstkreuz der Bundesrepublik überreicht.

Verlag und Schriftleitung schließen sich von Herzen den Glückwünschen an, die Professor Graf zu diesem seltenen Jubiläum aus der ganzen Bauwelt zuteil geworden sind.

Straßenbautagung vom 17. bis 19. September 1953 in München.

Donnerstag, den 17. September 1953:

8.30—10 Uhr Mitgliederversammlung.

11 Uhr Eröffnung der Tagung.

und Vortrag des Bundesministers für Verkehr Dr.-Ing. Seeböhm.

15—18 Uhr Fachvorträge:

Kunde, Ziele im Straßenbau; Rucker, Verkehrsingenieuraufgaben; Böhringer, Der notwendige Ausbau des Straßennetzes; Klingenberg, Straßenbrücken.

20 Uhr Begrüßungsabend mit Damen.

Freitag, den 18. September 1953:

9—13 und 15—18 Uhr Fachvorträge:

Crantz, Methoden zur Verbesserung des Unterbaues; Keil, Wasser und Luft im Straßenbeton; Wehner, Aufbau und Bemessung bituminöser Straßen für schweren Verkehr in USA; Garbotz, Baummaschinenforschung; Wallack, Alpenstraßen und Alpentunnel; Marschall, Neue Straßengesetzgebung; Bexelius, Verkehrsplanung in Schweden; Oehm, Planung und Bau moderner Stadtstraßen; Heller, Studienreise nach USA.

Sonnabend, den 19. September 1953, finden Besichtigungen und Ausflugsfahrten statt.

Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau.

Am 22. und 23. Juni 1953 fanden in Zürich Sitzungen des Vorstandes und Ständigen Ausschusses der IVBH statt. Die IVBH hat die Herausgabe einer Dokumentation beschlossen. Sie wird Titelangaben besonders wichtiger Veröffentlichungen auf Kartothek-karten enthalten, und zwar in deutsch, französisch und englisch. Außerdem werden in einem Dokumentationsheft Referate dieser ausgewählten Veröffentlichungen erscheinen. Der nächste Kongreß wird 1956 in Lissabon, die nächste Sitzung im September 1954 in Madrid stattfinden. Dr.-Ing. M. Klönne (Deutschland) wurde als Vizepräsident neu in den Vorstand aufgenommen, der sich wie folgt zusammensetzt: Präsident: Prof. Dr. F. Stüssi (Schweiz). Vizepräsidenten: Prof. Dr. F. Campus (Belgien), E. S. Andrews (Großbritannien), M. L. Cambournac (Frankreich), Dr. M. Klönne (Deutschland), Prof. J. Belard da Fonseca (Portugal). Generalsekretär: Prof. Dr. P. Lardy (Schweiz). Technische Berater: Prof. G. Wästlund (Schweden), L. Grelot (Frankreich), Dr. E. E. Howard (USA), Prof. Dr. E. Torroja (Spanien). Sekretär: Frl. L. Gretener (Schweiz).

Freyssinet baut monumentale Bogenbrücken in Venezuela¹⁾

Die im Bau befindliche neue Autostraße zwischen dem Seehafen La Guaira und der Hauptstadt Venezuelas Caracas verläuft entlang einer Bergschlucht, die dreimal in ziemlicher Höhe über den Talsohle auf verhältnismäßig großen Brücken gekreuzt wird. Die Brücken sind nach den Entwürfen und unter der Leitung von Freyssinet gebaut worden und zum Teil noch im Bau. In der zu überbrückenden Schlucht ist der Boden wenig fest, die Hängen steigen unter 45° an. Eine solche Schlucht ist geradezu ideal für die Anwendung von Stahlbetonbogenbrücken mit Kastenquerschnitt. Die Abmessungen der drei Brücken sind:

	Gesamtlänge	Höhe über der Talsohle	Hauptöffnung
Brücke Nr. 1	310 m	70 m	152 m
Brücke Nr. 2	254 m	73 m	146 m
Brücke Nr. 3	214 m	52 m	138 m

Die Caracas-Brücken haben sechs Fahrspuren aufzunehmen. Das führte zu einem Entwurf mit drei Bogenrippen, deren Abstand größer als die Rippenbreite ist.

Wegen der schlechten Bodenverhältnisse und wegen der Erdbebengefahr hat man sich für Zweigelenkbögen entschieden (Bild 1).

Wenn auch der Entwurf der Brücken bemerkenswert genug ist, so lag doch die Hauptleistung bei der Ausführung. Bevor hierauf eingegangen wird, soll zunächst die Konstruktion der größten der drei Brücken kurz beschrieben werden.

Der Hauptteil des Bauwerks ist ein Zweigelenkbogen von 152 m Stützweite. Die aufgeständerte Fahrbahnplatte wird in der gleichen Gliederung auch über die Zugangsöffnungen hinweggeführt. Die Hauptabmessungen zeigt Bild 2. Alle drei Brücken haben eine Breite von 21 m und tragen zwei mal drei Fahrspuren. Der erhöhte Mitteltrennstreifen ist 1,20 m, die seitlichen Fußwege sind 70 cm breit. Ein dachförmiges Quergefälle von 1,5% sorgt für die Entwässerung. Um die Entwurfsarbeiten auf ein Mindestmaß zu beschränken und Vorfertigung und Vorspannung aufs äußerste auszunutzen, wurden die Bauelemente der drei Brücken soweit wie möglich genormt. Die drei Brücken haben folgende konstruktive Ausbildung gemeinsam: Die Fahrbahn wird von acht vorgefertigten und vorgespannten Balken getragen, wie sie Bild 4 zeigt. Gleiche, vorgefertigte und quer vorgespannte Platten überbrücken den Zwischenraum zwischen den Balken (Bild 3). Der Länge nach in einer Nut im oberen Flansch der Balken verlegte Spannkabel schließen die Balken der verschiedenen Öffnungen zu einem durchlaufenden Träger zusammen. Die Pfeiler unter der Fahrbahnplatte bestehen aus drei Säulen in I-Form (Querschnitt s. Bild 4, Ansicht s. Bild 5), die durch ein Querrahmen mit in fünf Teilen vorgefertigtem, vorgespanntem Untergurt verbunden sind, der die Fahrbahnplatten trägt.

Die drei Zweigelenkbogenrippen der Mittelloffnung mit Kastenquerschnitt stehen in einem gegenseitigen Abstand von 8,35 m und sind je 3,20 m breit. Ihre Höhen schwanken zwischen 2,85 m und 3 m an den Fußpunkten der die Fahrbahn tragenden Säulen. An den Kämpfern sind die Rippen auf 5,20 m verbreitert worden. Die Bodenplatte des Kastenquerschnitts wurde auf das Mindestmaß von 29 cm beschränkt, um die Belastung des Lehrgerüsts niedrig zu halten. Bild 4 zeigt einen Querschnitt durch Brücke und Fahrbahn. Querverbände sind zwischen den Rippen nur zu beiden Seiten des Scheitels angeordnet worden, so daß eine Bogenlänge von 58 m Länge seitlich nicht abgestützt ist. Trotzdem wird eine gleichmäßige Verteilung der unsymmetrischen Verkehrslast auf die drei Bogen dadurch erreicht, daß die Drucklinie im Scheitel fast an die Fahrbahnplatte hochgelegt ist, die damit zum Querverband wird. Durch die hohe Lage der Drucklinie entstehen Zugspannungen in den Bodenplatten der Rippen. Sie werden durch Spannkabel aufgenommen, die nach der Schließung des vorübergehend angeordneten Scheitelgelenks gespannt werden.

Wie weiter unten ausgeführt wird, mußte die Fahrbahnplatte über die ganze Brückenlänge hinweg durchlaufend ausgebildet werden. Das führte dazu, die Fahrbahnplatte auf beiden Seiten des Scheitels fest mit dem Bogen zu verbinden. Zu diesem Zwecke wurden die auf dem oberen Flansch der Fahrbahnplatten angeordneten Spannkabel im Bogen verankert.

Eine besondere Beachtung verdiente der Winddruck. Mit Rücksicht auf die in jenen Schluchten vorkommenden karibischen Wirbelstürme wurde die Berücksichtigung eines Winddrucks von 300 kg/m² vorgeschrieben. Das galt auch für das Lehrgerüst. Die breite Fahrbahnplatte wurde als Windträger benutzt. Ihre Auflager sind die beiden Endwiderlager der Brücke und die beiden Pilaster an den Bogenenden (Bild 2). Die Bogenrippen nehmen

¹⁾ Nach Civ. Engng. März 1953. S. 41ff.

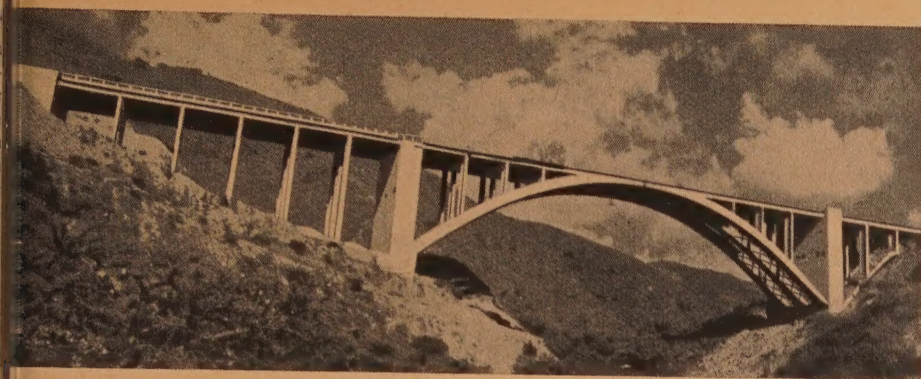


Bild 1. Brücke Nr. 1.

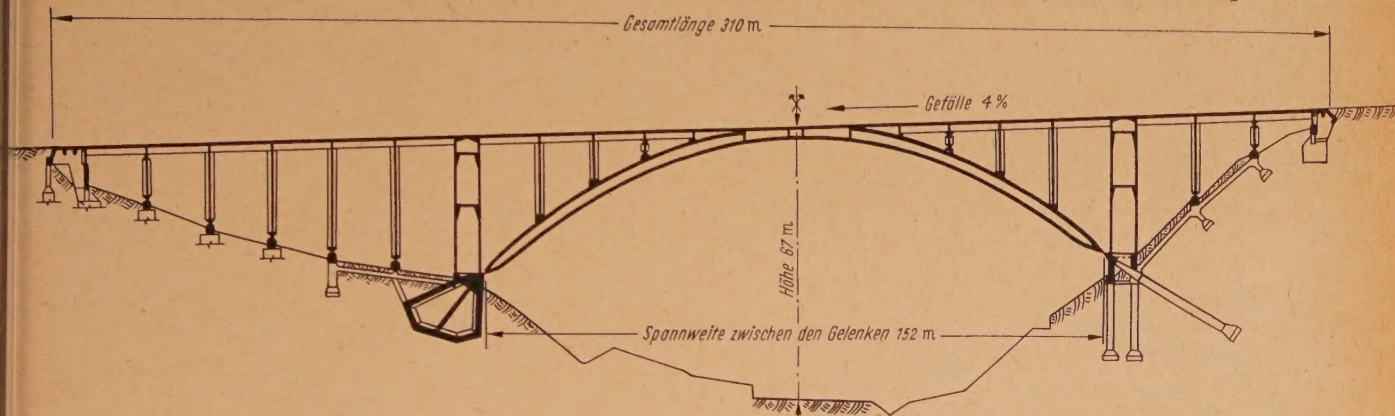


Bild 2. Längsschnitt der Brücke Nr. 1.

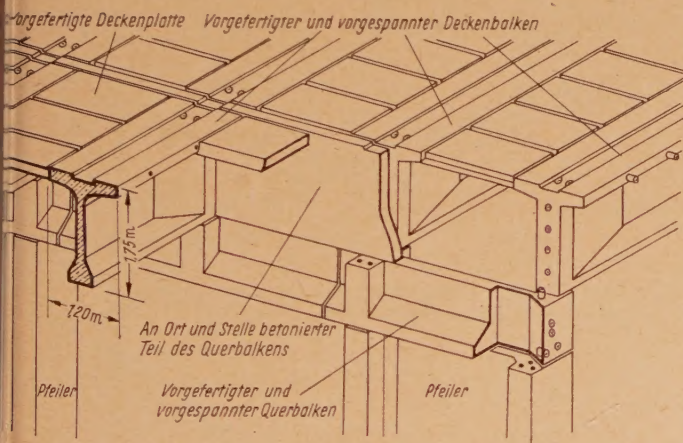


Bild 3. Perspektivisches Bild der Fahrbahntafel. Die vorgefertigten Teile werden an Ort und Stelle hergestellte Pfeiler gelegt und durch senkrecht, quer und längs angeordnete Spannkabel zusammengefügt.

ur einen Teil der Windlast auf, der Rest wird durch die Fahr-
bahnstützen und durch die oben erwähnte Verbindung von Fahr-
bahn und Scheitel auf die Fahrbahn übertragen. Da die Fahrbahn
omit zum Hauptträger der Windlast auserkoren worden war,
mußte sie auf ihre ganze Länge von Widerlager zu Widerlager
zusammenhängend ausgebildet werden. Die Längsausdehnung der
310 m langen Fahrbahn erstreckt sich vom Scheitel nach beiden
Seiten. Die freie Beweglichkeit über den Pilastern wird durch
Pendelstützen auf ihrem oberen Ende gewährleistet. Die Stützen
in den Zugängen zur Brücke sind oben fest mit der Platte ver-
bunden und unten mit den Freyssinetschen Spannbetongelenken
versehen. Nur die ganz kurzen Endstützen haben oben und unten
Gelenke.

Die größeren Schwierigkeiten lagen aber nicht in der Kon-
struktion, sondern in der Ausführung. Freyssinet führt dazu aus,
daß er 1920 die Ausführbarkeit eines Bogens von 800 m Stütz-
weite nachgewiesen hat. 1930 entwarf er einen Bogen von 1000 m
Stützweite. Und dennoch lagen volle 15 Jahre zwischen den Aus-
führungen von Plougastel ($L = 186,4$ m) und Sandö ($L = 264$ m),
und der Gewinn an Stützweite betrug weniger als 50%. Das be-
weist, daß die wahre Schwierigkeit im Bau des Lehrgerüsts be-
steht, das es erst ermöglicht, den Bogen auszuführen.

Die Caracas-Brücken, die an Spannweite nicht überragen, brechen dennoch einen Re-
kord — den der Schwierigkeit der Ausfüh-
rung. Die große Höhe der Bauwerke, der un-
ebene und schwierige Untergrund und die
Tatsache, daß die Baustellen den Wirbel-
stürmen der Antillen ausgesetzt sind, machen
es praktisch unmöglich, ein Lehrgerüst auf-
zustellen, das sich direkt auf den Untergrund
stützt. Aus dem gleichen Grunde war ein
Lehrgerüst, wie es bei den meisten anderen
weitgespannten Brücken verwendet worden
war, undurchführbar.

Man hätte an ein bogenförmiges Lehr-
gerüst aus drei Teilen denken können, von
denen die beiden seitlichen Teile um Gelenke
an den Widerlagerfüßen gedreht und der

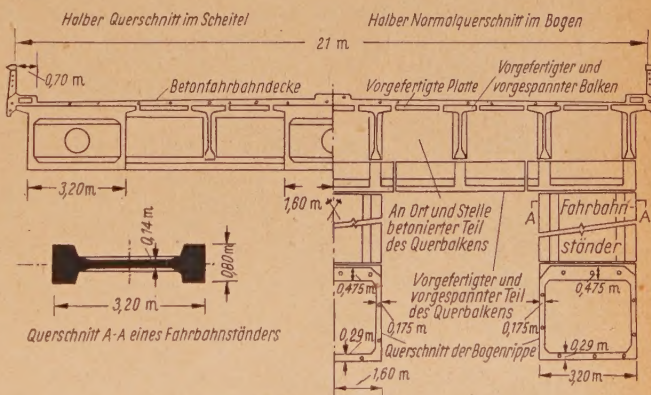


Bild 4. Querschnitte des Bogentragwerks und eines Fahrbahnständers.

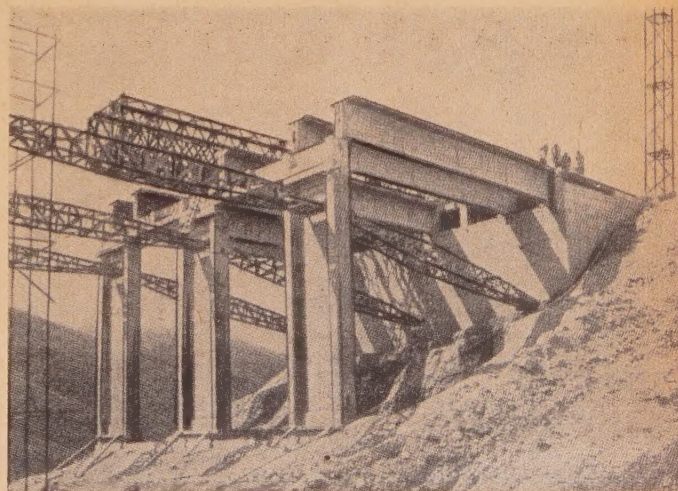


Bild 5. Pfeiler der seitlichen Zugänge mit Gelenken am Fuß. Die Pfeiler müssen abgestützt werden, bis die Balken verlegt sind.

mittlere Teil hochgezogen und auf die seitlichen Teile abgestützt worden wäre. Aber ein derartiges Gerüst aus Holz wäre zu teuer geworden.

Das führte Freyssinet auf den Gedanken, die Bogenrippen selbst als Ausleger in vorgefertigten Teilen so weit als möglich hochzuführen und nur im mittleren Teil des Bogens ein Lehrgerüst zu benutzen. Aus Furcht, die Behörden durch gar zu kühne Ideen zu erschrecken, schlug der Unternehmer einen stählernen Fachwerkbogen als Lehrgerüst vor. Freyssinet lehnte die Verantwortung dafür ab. Wäre dieses Gerüst so sorgfältig gebaut worden, daß es unbedingte Sicherheit gewährleistete, so hätte die Ausführung an den Kosten scheitern müssen. Man entschied sich daher zu der von Freyssinet vorgeschlagenen Ausleger-Methode. Freyssinet gab aber die Errichtung von vorgefertigten Teilen auf, weil dazu zu schwere Hebezeuge notwendig gewesen wären, die der Unternehmer in der vorgeschriebenen Bauzeit nicht hätte beschaffen können. Statt dessen sollte nunmehr die Holzschalung für die Bogenrippen als Ausleger erstellt werden. Solche Schalungen konnten durch einen Kabelkran von oben her an Ort und Stelle gebracht und durch Ankerdrahtseile festgehalten werden. Nach Einbringung und Erhärtung des Betons konnten weitere Schalungselemente angefügt werden, so daß die

stand, hochgezogen und auf einfache Weise zwischen den beiden Auslegerarmen eingebaut werden. Dieses Lehrgerüst, das nur 220 t wog, wurde mittels vierer 8-Rollen-Flaschenzüge von vier elektrischen Winden hochgezogen. Es wirkte unter der Last der Bodenplatte der Gewölberippe als Bogen. In den späteren Bauzuständen wirkte es zusammen mit der Bodenplatte bei der Herstellung der Seitenwände und der Deckenplatte des Kastenschnitts.

Diese Lösung, die hier zum ersten Male angewandt wurde, bietet zwei große Vorzüge: 1. ist sie sehr billig und kommt mit einem sehr geringen Holzbedarf aus, 2. bietet sie eine unbedingte Sicherheit gegen Windstöße während der Bauausführung. Freyssinet betrachtet die Caracas-Brücken daher als Modell für den 1000-m-Bogen.

Bei größeren Spannweiten als in Caracas könnten die Ausleger durch höhere Pfeiler und verstärkte Verankerungen verlängert werden. Die Spannungen in den auskragenden Teilen unter der ständigen Last des zentralen Lehrgerüsts waren hier geringer als 10 kg/cm². Sie würden daher bei einem Lehrgerüst der gleichen Art, das aber 2½ mal größer ist, 28 kg/cm² nicht überschreiten.

Weiter sagt Freyssinet, daß zaghafte Unternehmer einwenden werden, solche Bauverfahren erforderten die allgeräueste Be-

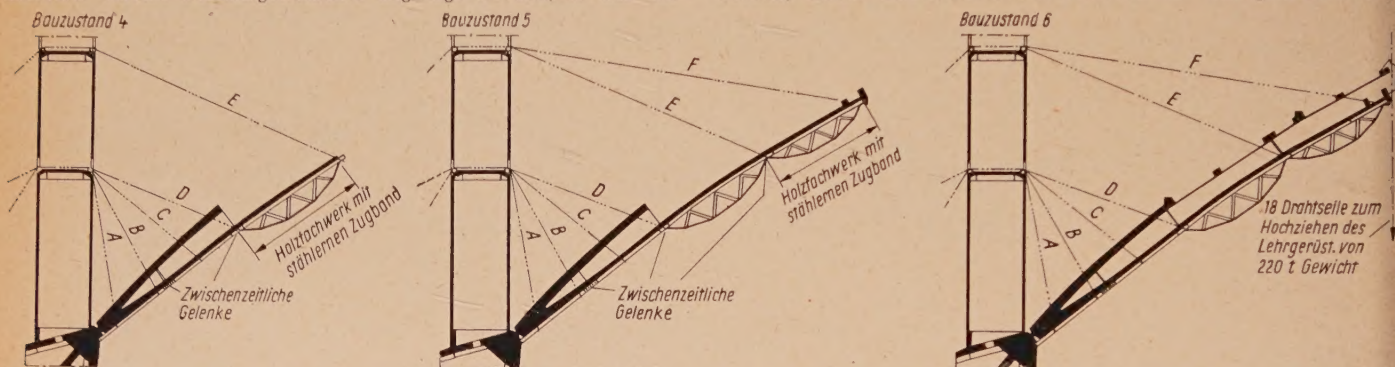


Bild 6. Die Bauzustände für die auskragende Schalung und für das Betonieren der Viertelbogen.

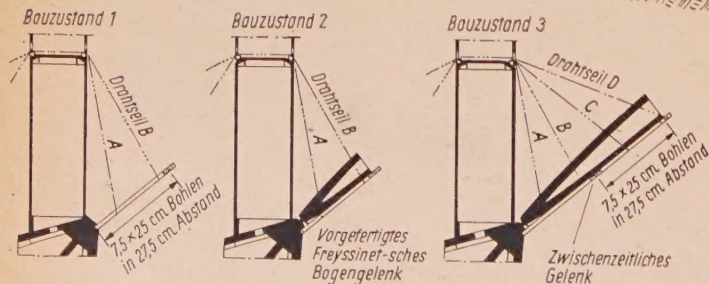
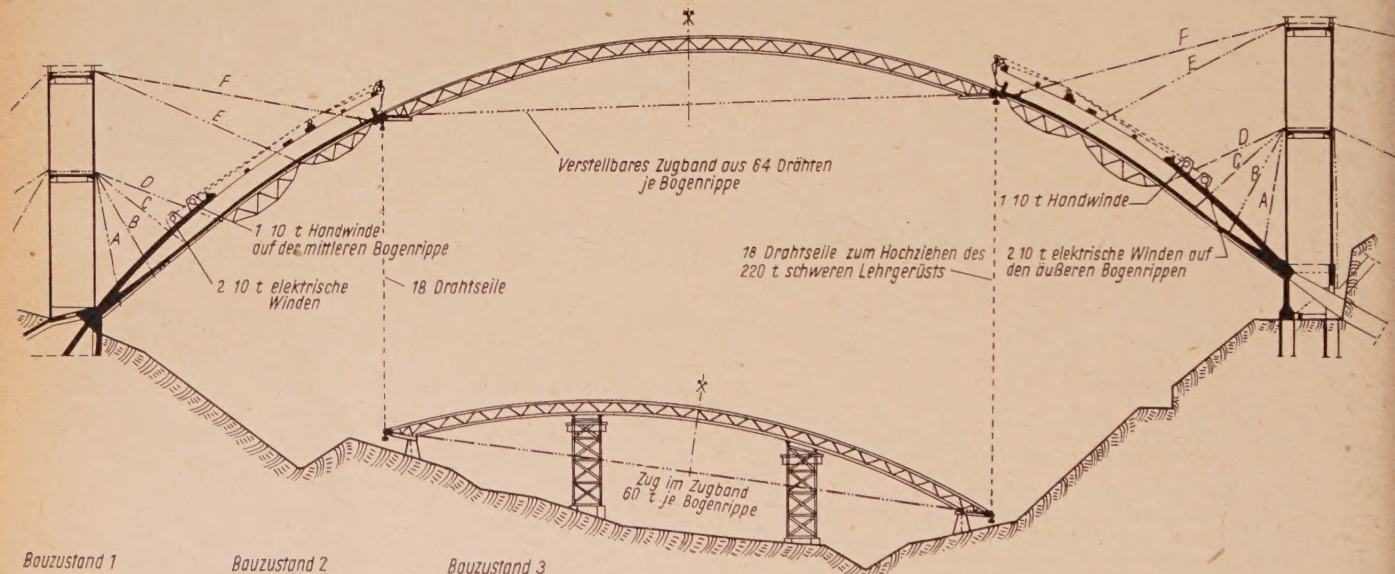


Bild 7. Bauzustand 7. Man sieht das Lehrgerüst fertig montiert auf dem Boden der Schlucht und in seiner endgültigen Stellung auf die beiden Viertelbogen gestützt.

Bogenrippe bis zu einem Punkte in ungefähr $\frac{3}{4}$ der Höhe und $\frac{1}{4}$ der Spannweite von jedem Widerlager her ausgeführt werden konnte. Benutzte man diese Punkte als Stützen, dann konnte ein Lehrgerüst, das aus einem leichten hölzernen Fachwerkbogen be-

rechnung, um über alle Spannungen und Formänderungen unterrichtet zu sein, die während aller Zwischenstufen des Bauvorgangs auftreten können. Sie könnten sagen, daß der kleinste Irrtum zum Verhängnis werden kann. „Das ist durchaus richtig — und ich füge hinzu“, sagt Freyssinet, „daß alle Drahtseile, alle Einzelteile und insbesondere alle Verbindungen auf das genaueste und strengste durchdacht und gestaltet werden müssen. Wer etwa denkt, daß es möglich sei, ein so außergewöhnliches Bauwerk auszuführen, ohne diese Fähigkeiten in sehr hohem Maße zu besitzen und anzuwenden, der wird unweigerlich eine Katastrophe erleben.“

Die auskragende Schalung der seitlichen Viertelbogen wurde Stück für Stück errichtet und an Drahtseilen aufgehängt, die über den benachbarten Pilaster führten und in den folgenden beiden Pfeilerfundamenten verankert waren. Die Schalung bestand aus vier Elementen. Ihr schrittweiser Zusammenbau und das Betonieren der Bogenrippen ist in den sechs Bauzuständen des Bildes 6 anschaulich dargestellt. In Bauzustand 6 wurden nur

Seitenwände der Bogenrippen und einige schmale Ver-
reifungstreifen an ihrem oberen Ende betoniert. Nun konnte
das Lehrgerüst des mittleren Teils, das im Talgrund, unmittelbar
unter seiner künftigen Verwendungsstelle, zusammengebaut wor-
den war, hochgezogen werden (Bild 7 und 8). Dieses Lehrgerüst

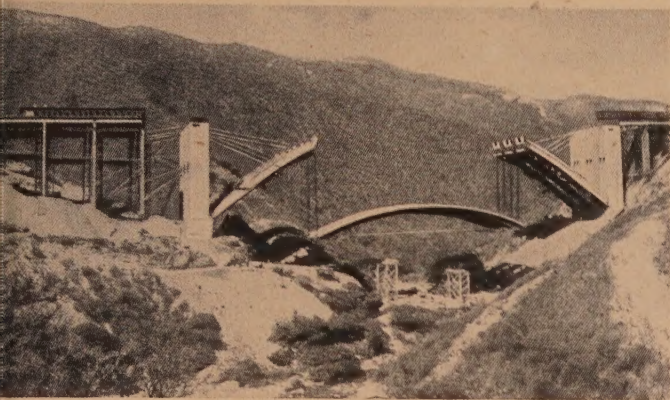


Bild 8. Das Hochziehen des Lehrgerüsts von den fertigen Viertelbogen aus.

war 81 m lang und 22,50 m breit und wog 220 t. Es wurde für
das Hochziehen durch ein Zugband versteift. Wegen der Einzel-
heiten des Betonierens und des schrittweisen Entfernens der die
Viertelbogen tragenden Drahtseile muß auf die Quelle ver-
zichtet werden. Es sei aber noch eine lehrreiche Maßnahme er-
wähnt. Während verschiedener Stufen der Herstellung der Bogen-
rippen, besonders nachdem der Bogen vollendet war, trug der
Mittelteil bereits die volle Last, während die Viertelpunkte noch
nicht belastet waren. Das ergab an den Viertelpunkten Biege-
momente, die groß genug waren, um gefährliche Zugspannungen
in dem unbewehrten Rippenbeton zu erzeugen. Um dem zu be-
ggnen, wurden an den in Frage kommenden Stellen zwischen-
zeitliche Spannkabel auf dem Gewölberücken verlegt und ge-
spannt. Diese Kabel wurden nach und nach mit dem Fortschreiten
des Fahrbahnaufbaus wieder entfernt. Durch den ausgiebigen Ge-
brauch zwischenzeitlicher Vorspannung war es immer möglich, die
Biegemomente und Zugspannungen in Grenzen zu halten. Ohne
diese Maßnahmen wäre es nicht möglich gewesen, diesen 152-m-
langen auf einem so leichten Lehrgerüst zu errichten.
Die drei Brücken mit einer gesamten Fahrbahnfläche von
9000 m² und einer Gesamtlänge von 778 m werden ungefähr
1/2 Millionen Dollar kosten. Weiß.

Weitgespannte Stahlbeton-Fertigbalken in New York.

Die Vorfertigung von Stahlbetonkonstruktionen breitet sich auch
in den USA immer weiter aus. Besonders in den südwestlichen
Staaten, z. B. in Los Angeles, San Francisco, Oakland, San Diego,
finden sich große Werke, die Bauteile aus Stahlbeton vorfertigen.
Aber auch in New York, wo an sich der Stahlbau den Vorrang
einnehmt, werden Stahlbeton-Fertigteile in zunehmendem Maße an-
gewendet. In dieser Beziehung ist ein Kostenvergleich interessant,
der dort kürzlich angestellt worden ist¹⁾.

Für die Aula und die Turnhalle einer Elementarschule in der
Stadt New York wurden 10 Dachträger von 17,7 m und ein
Stück von 15,9 m Länge als vorgefertigte Stahlbeton-I-Balken
(Bild 1) von 107 cm Höhe, 30 cm Flansch- und 12,5 cm Stegbreite
zum Preise von 36 \$/lfm (Herstellung und Verlegung) geliefert.
Die Schule sparte durch den Entschluß, an Stelle von Stahlträgern
Stahlbeton zu verwenden, 500 t Stahl ein. Die Träger wurden in
einem ortsfesten Betonwerk hergestellt und zur Baustelle über eine
Entfernung von 8 km befördert. Um die Entscheidung über die zu
wählende Konstruktion zu erleichtern, wurde für 4 Lösungen
ein Kostenvergleich aufgestellt (Tafel 1).

An Ort und Stelle geschütteter Stahlbeton-
Platte und Plattenbalken, Achsabstand 7,4 m erwies sich für die
Dacheindeckung, besonders wegen der Schalung und Rüstung, als
am teuersten (46,3 \$/m²). Sehr teuer ist auch die Anwendung von
Walzstahlträgern (Haupt- und Nebenträgern) mit 42 \$/m².
Gegen sie fielen die Lösungen mit Vollwandblechträgern
und mit Stahlbeton-Fertigbalken bei einem Preis von
36 \$/m² gleich billig aus. Tatsächlich konnte der Preis der Stahl-
beton-Fertigkonstruktion durch Stahlkonstruktionen nicht unter-
boten werden.

Die Unterrichtsverwaltung entschied sich für die Stahlbetonbau-
art wegen ihrer höheren Feuersicherheit, größeren Dauerhaftigkeit,
geringeren Unterhaltungskosten und des besseren Zusammenhangs
der massiven Dachhaut.

Das Füllen und Verdichten eines jeden Trägers von ungefähr
3,8 m³ Inhalt dauerte 1 Stunde. Entschalt wurde 16 Stunden nach
dem Verdichten. Die Träger waren bei einem Alter von 3 Tagen
transportfähig. Zur Betonbereitung wurde geblähte Schlacke (Hüt-
tenbims) verwendet. Die Festigkeit war 350 kg/cm² nach 28 Tagen.

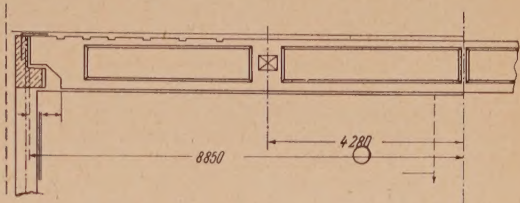
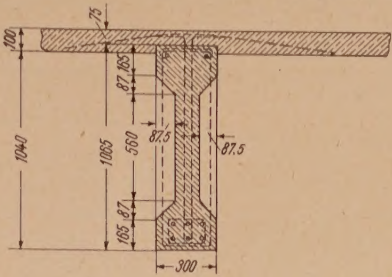
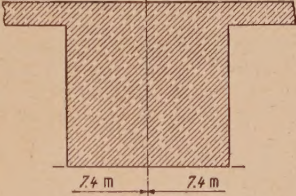


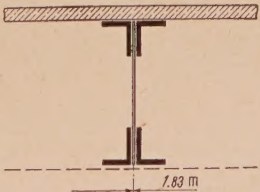
Bild 1.



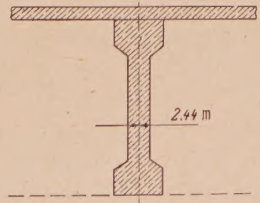
Lösung 1: Stahlbetonplattenbalken,
geschüttet 37,2 \$/m²
Unterdecke 9,1 „
Gesamtpreis 46,3 \$/m²



Lösung 2: Walzträger 21,0 \$/m
10 cm Stahlbeton-
dachhaut 10,2 „
Unterdecke 10,8 „
Gesamtpreis 42,0 \$/m²



Lösung 3: Blechträger 14,5 \$/m²
10 cm Stahlbeton-
dachhaut 10,2 „
Unterdecke 11,3 „
Gesamtpreis 36,0 \$/m²



Lösung 4: Stahlbetonfertighalken 15,6 \$/m²
10 cm Stahlbetondach-
haut, an Ort und
Stelle geschüttet .. 10,2 „
Unterdecke 10,2 „
Gesamtpreis 36,0 \$/m²

Tafel 1. Kosten für Dachüberdeckungen von 17,7 m Stützweite.

Die Träger wurden von 5 Mann mit Hilfe eines 30-m-Ausleger-
kranes verlegt. Je Träger wurden 20 Minuten benötigt, wobei das
eigentliche Verlegen nur 8 Minuten dauerte, während die übrige
Zeit für das Umsetzen des Kranes und Wartezeiten verlorenging.
Der Transport der Träger durch die Innenstadt von New York war
nicht ganz einfach, denn anders als Stahlträger können Stahlbeton-
balken bekanntlich nicht in jeder Lage bewegt werden.

v. Halasz.

Fachnormenausschuß Bauwesen im DNA.
FNBau-Arbeitsausschuß „Decken“.

Die von Prof. Dr. Henn als stellv. Obmann geleitete Sitzung am
10. Juli 1953 in Velbert hatte folgendes Ergebnis: Die Vorschläge
für Richtmaße für die Dicken und für Achsmaße massiver Decken
sind nach redaktioneller Überarbeitung veröffentlichungsreif.

Die Vorschläge für die Normung von Schalblechen für Ortbeton-
Rippendecken sowie für Ortbeton-Rippendecken mit mittragenden

¹⁾ Engng. News-Rec. 1952, August, S. 42—43. Precast girders support long-span roof.

Füllkörpern wurden weiter gefördert. Letztgenanntes Blatt soll sich nur auf die Normung von Füllkörpern erstrecken unter Zugrundelegung von DIN 4225.

Luftporenbildende Zusatzstoffe zum Straßenbeton.

Die Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V., Arbeitsgruppe Betonstraßen, hat nach einem Entwurf von Prof. Dr.-Ing. habil. Walz, Stuttgart, ein „Vorläufiges Merkblatt für die Verwendung von luftporenbildenden Zusatzstoffen zu Straßenbeton“ herausgegeben.

Hochwasserschaden Pleidelsheim.

An der Staustufe Pleidelsheim wird die sogenannte Schleusenbrücke über das eingeebte Bett des alten Neckars als Spannbeton-Einfeldbalken gebaut. Die Lehrgerüstpfähle wurden bei einer geringen Bodenüberdeckung von etwa 50 cm auf Fels geschlagen. Das Lehrgerüst war im Einvernehmen mit der Bauverwaltung für eine Hochwasserhöhe von 185,50 m berechnet und dafür genügend verankert. Von der Spannbetonbrücke waren erst die Schalung und zwei über den Fluß gehende Längsspannglieder hergestellt.

Infolge der ganz ungewöhnlichen Regenfälle ergab sich am 27. 6. 53 die Notwendigkeit, die oberen Stauhaltungen des Neckars zu entlasten. Diese Entlastungswelle traf bei Pleidelsheim mit dem höchsten Hochwasser verschiedener Nebenflüsse zusammen; dazu kam, daß sie große Mengen sperriger Schwemmsel mit sich führte. So entstand an der engen durch einen 5 m breiten Kofferdamm zusätzlich eingeebten Abflußstelle der Baustelle eine solche Stauung und ein derartiger Schwall, daß bei 8 bis 10 m/s Wassergeschwindigkeit die Ankerseile rissen und das Lehrgerüst zu Bruch ging.

Die Tatsache, daß es sich hier um den Bau einer Spannbetonbrücke handelt, hat also mit dem Unfall selber nicht das geringste zu tun. Die Gerüchte, „eine Spannbetonbrücke sei durch Hochwasser eingestürzt“, sind also ganz eindeutig als Zweckgerüchte zu bezeichnen.

Personalmeldungen

West-Berlin.

In der Tiefbauabteilung der Senatsverwaltung Bau- und Wohnungswesen des Landes Berlin sind folgende Ernennungen ausgesprochen worden:

Der Leiter der Tiefbauabteilung, Min.-Rat a. D. Tockuss, wurde zum Senatsrat ernannt.

Der Leiter der Fachgruppe Straßenbau, Mag.-Oberbaurat a. D. Schäfer, wurde zum Reg.-Direktor ernannt.

Der Leiter der Fachgruppe Brückenbau, Mag.-Baurat a. D. Stiller, wurde zum Reg.-Direktor ernannt.

Hochschulnachrichten

Technische Hochschule Stuttgart.

Regierungsbaumeister a. D. August Wolfer, Seniorchef der Firma Wolfer & Goebel, Esslingen, wurde zum Ehrensenator ernannt.

Zeitschriften an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Gaede: Die „n-freie“ Berechnung von Stahlbetonbalken. B. u. St. 47 (1952), Heft 8, S. 181 bis 183.

Zu dieser sehr begrüßenswerten Abhandlung seien mir einige Bemerkungen erlaubt.

1. Die bautechnische Plastizitätslehre hat m. E. die Aufgabe, mit Hilfe einiger Idealisierungen einfache Verfahren zu entwickeln, die insbesondere für Stahl und Stahlbeton eine möglichst genaue Ermittlung der Tragfähigkeit unter verschiedenen Beanspruchungen erlauben. Infolge der Abweichungen der Festigkeitseigenschaften, Abmessungen und Belastungen von den angenommenen Werten kann von einer Theorie niemals völlige Übereinstimmung mit den Versuchswerten verlangt werden. Würde man bei solchen Vergleichen nicht nur die Mittelwerte, sondern auch die Streuungen oder noch besser die Häufigkeitsverteilungen berücksichtigen und aus diesen und der Zahl der Beobachtungen nach Wahrscheinlichkeitstheoretischen Gesichtspunkten ein Urteil über die Beweiskraft des Vergleichs ableiten, so würde man erkennen, daß eine zu genaue Anpassung einer neu zu begründenden Theorie, insbesondere an die Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons, wenig Sinn hat. Man tut dies aber nicht, und entwickelt statt dessen, nicht nur in Deutschland, eine „ge-

naue“ Theorie nach der anderen. Gaedes Ablehnung dieser Beiträge muß man daher zustimmen; sie schaden oft mehr als sie nutzen.

2. Gaede betont mit Recht die praktische Bedeutungslosigkeit der Tatsache, daß unter reiner Biegung bei besonders starker Bewehrung die Streckgrenze nicht erreicht wird, so daß dann die Plastizitätslehre in ihrer einfachen Form versagt. Diese Bewehrungsstärken liegen so hoch, daß man in einer künftigen Vorschrift ihre Anwendung ohne Sondergenehmigung kurzerhand verbieten könnte; die Konstrukteure haben schon schlimmere Fesseln ertragen müssen.

3. Dagegen möchte ich nicht zustimmen, wenn Gaede sagt, daß es nicht Aufgabe des Verfahrens sei, „den physikalischen Vorgang möglichst zutreffend darzustellen“. Denn bei grundlegenden Abweichungen vom tatsächlichen physikalischen Verhalten besteht doch die Gefahr, daß der Ingenieur das Verfahren ohne Verständnis rein mechanisch anwendet und daß der Student zu diesem Unverständnis von vornherein erzogen wird. Ich sehe vielmehr den Sinn des Verfahrens so, wie zu Beginn des Absatzes „1“ dargestellt.

4. Eine solche grundlegende Abweichung besteht in Gaedes Vorschlag insofern, als unter Biegung bei gleichzeitiger Erreichung der Höchstspannungen σ_{bB} und σ_{eS} mit $x = h$, nicht mehr $Z = D$ ist. Der Fehler ist aber ohne nennenswerte Mehrarbeit behoben, wenn man die Theorie auf die Gleichungen

$$D = Z, \text{ also } \sigma_{bB} b x = F_e \sigma_{eS}, z = h - \frac{1}{2} x, M = D z = Z z \quad (1)$$

aufbaut. Die zulässige Grenze von x und damit μ kann auch hier nach Gaedes Gl. (1) ermittelt werden und für verschiedene Kombinationen von σ_{bB} und σ_{eS} ein für allemal festgelegt werden.

5. Bei Biegung mit Normalkraft (M_z Moment um Zugeinlage, N Normalkraft) ist

$$\sigma_{bB} b x = F_e \sigma_e - N, F_e \sigma_e = \frac{M_z}{z} - N \quad (2)$$

Bei schwacher Ausmitte, also großem x/h wird es allerdings oft nicht zu vermeiden sein, daß G's Gl. (1) nicht erfüllt ist. Die Stahldehnung ist dann

$$\epsilon_e = \frac{h - x}{x} \epsilon_b \quad (3)$$

und aus dieser folgt je nach der verwendeten Stahlsorte die Spannung σ_e . Gegenüber dem n -Verfahren ist auch dieses Verfahren einfach, und vor allem richtiger.

o. Prof. Dr. Hermann Craemer.

Erwiderung.

Es ist mir eine Freude, die Übereinstimmung der Anschauungen des Einsenders mit meinen eigenen in allen wesentlichen Fragen feststellen zu können.

Zu dem Hinweis der Zeitschrift unter 4. darf ich bemerken, daß ich in meinem früheren eingehenderen Aufsatz (Beton- und Stahlbetonbau 44 (1945) H. 1, S. 1—6), auf den sich meine Arbeit im Heft 8 (1952) stützte, schon die Darstellung gegeben hatte, welche die Zeitschrift jetzt empfiehlt.

Gaede, Hannover.

Bücherschau

Les problèmes de la Construction d'Hiver techniques observées en Suède et au Danemark. 118 S. mit 46 Bildern. Paris 1953, Coopération Économique. Geh. 400 Fr.

Der vorliegende OEEC-Bericht befaßt sich mit den Problemen der Winterarbeiten in Schweden und Dänemark, die eine europäische Sachverständigen-Gruppe eingehend studiert und in Beobachtungen und Empfehlungen hier zusammengefaßt hat.

Die nordischen Länder haben die Schwierigkeiten der Bauarbeiten im Winter weitgehend als bei uns gelöst und sind in der Lage, einen großen Teil der Arbeiten wirtschaftlich, trotz Kälte und Schneedecke, weiterzuführen.

Der Bericht behandelt die Verfahren der Winterarbeiten in den genannten Ländern, die technische Durchführung, den Schutz der Arbeiter, der Geräte und der Bauteile. Herausgestellt ist die Verwendung der in den nordischen Ländern bekanntlich sehr stark verbreiteten Siporex- und Ytong-Leichtbetone, einschl. ihrer baulichen Anwendung und die zugehörigen Fragen der Wärme- und Schalldämmung. Ferner wird den wirtschaftlichen und sozialen Problemen der Winterarbeiten ein breiter Raum gewidmet.

Dem technisch, wirtschaftlich und sozialpolitisch aufschlußreichen Bericht ist eine weitgehende Verbreitung, namentlich in den Kreisen der Bauwirtschaft, zu wünschen.

Kleinlogel.